

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme De Master2 en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation contreventé par un
système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

Mr: KIROUANE Mazigh

Mr: OUGHLIS Nabil

Encadreur :

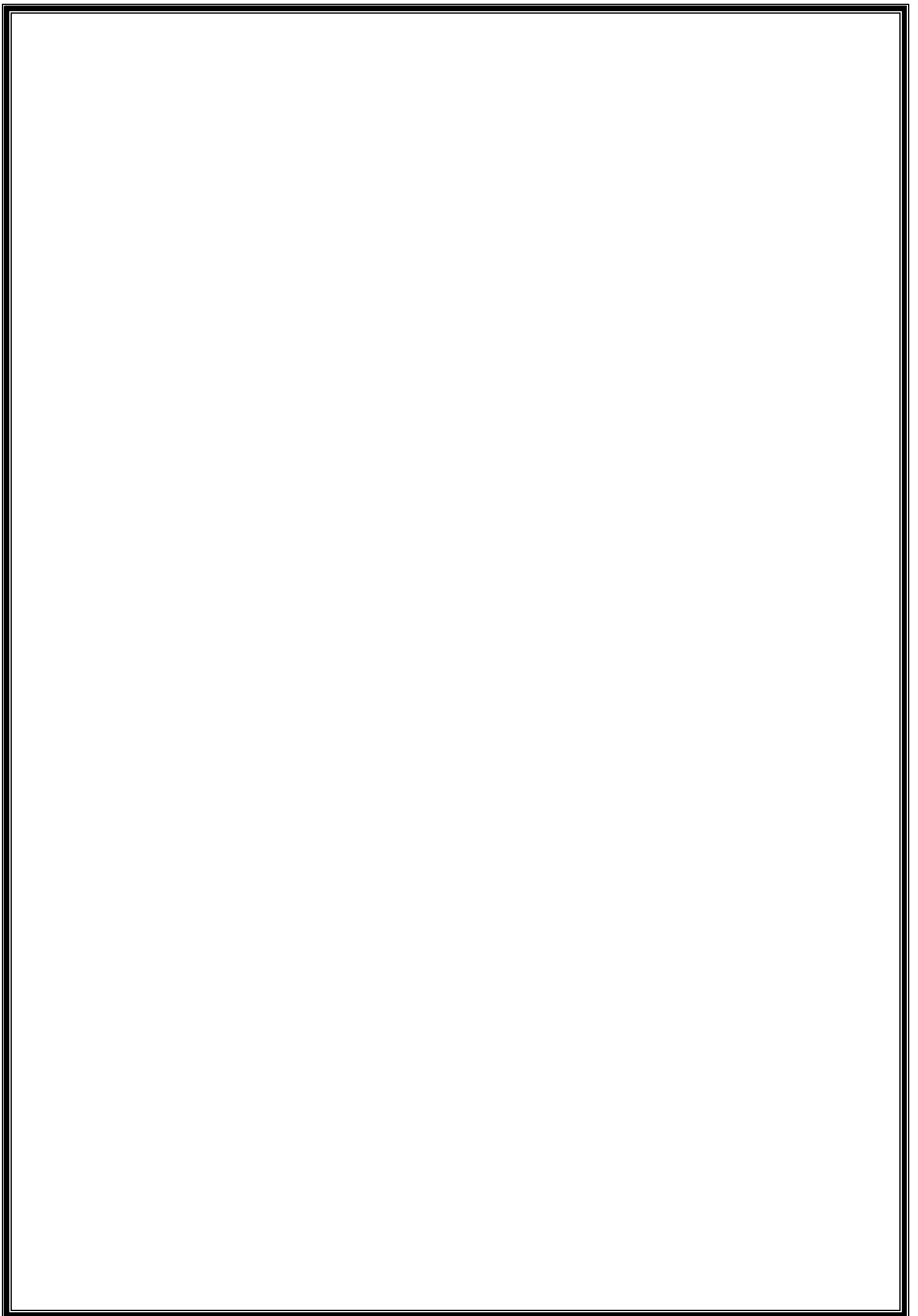
M^{me}: DJERROUD .T

Jury:

Mr : Hazam

Mr : kheffache

Promotion 2016-2017



Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

*Avant tous, au bon **DIEU** le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

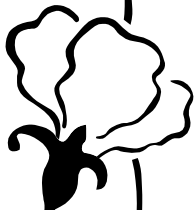
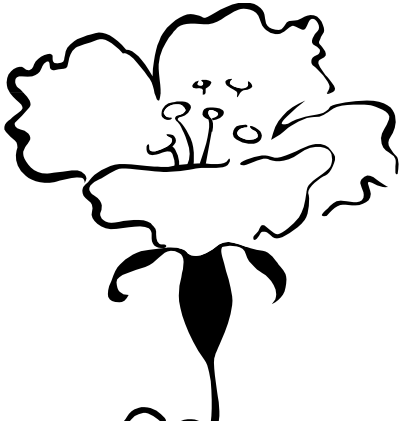
*A nos **familles** : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études*

*A **M^{me} DJERROUD** : notre promotrice, pour avoir accepté De nous guider durant la période de réalisation de ce travail.*

*Aux **membres de jury** : pour avoir accepté d'évaluer notre Travail.*

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la Réalisation de ce mémoire.

MAZIGH & NABIL



Dédicaces



C'est avec une grande modestie et un immense plaisir que je dédie ce travail de recherche à mes chers parents qui m'ont soutenu durant mon cursus et pour leurs sacrifices et d'avoir toujours cru en moi

*A mes chers frères boudjamaa, h'mimi, chefou et mes sœurs dihouch, nounou, siso et nadira et à tous les ninous de la famille danouche, simoh, daoud, houda et mon adores Saadi
A toute ma famille, tantes et oncles, cousins et cousines*

A tous mes chères amis(e) k112

A mon binôme Nabil qui a été un très bon compagnon.

A tous me connaît

A toutes les personnes qui travaillent pour le savoir et qui défend une cause noble

MAZIGH

Dédicaces



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

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime infiniment

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

A mes chers souers nawal et cilya

A tous mes amis(e) Nabil ,Abdel kader , Rafik , Cherif, Abde Samiaa ,Rahim,Maha,Meridja Massinissa

A mon binôme mazigh qui a été un très bon compagnon.

A tous mes enseignants

A tous me connaît

A toutes les personnes qui travaillent pour le savoir et qui défend une cause noble

NABIL

Symboles et Notations

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

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

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

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

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

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

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

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

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ : Contrainte normale.

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

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

k_c : Coefficient de portance.

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

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I: GENERALITE

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure.....	2
I.4. Présentation de la structure	2
I.5. Caractéristiques du sol d'assise.....	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction.....	7
II.2. planchers	7
II.3. Pré dimensionnement des poutres	11
II.4. Pré dimensionnement des voiles	12
II.5. Pré dimensionnement des escaliers	13
II.6. Pré dimensionnement d'Ascenseur	16
II.7. Pré dimensionnement de l'acrotère	16
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	17
II.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés	18
II.10. Descente de charge	22
II.11. Conclusion	37

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	38
III.2. Les planchers	38
III.3. Etude de l'acrotère.....	70
III.4. Etude de l'ascenseur	76
III.5. Étude des escaliers	85
III.6. Etude de la poutre palière.....	98
III.7. Etude la poutre de chainage	103

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction	107
IV.2. Méthodes de calcul	107
IV.3. Modélisation de la structure	111
IV.4. Conclusion	122

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

V.1. Introduction	123
V.2. Étude des poteaux	123
V.3. Etude des poutres	133
V.4. Vérification de la zone nodale	139
V.5. Etude des voiles	143
V.6. Conclusion	152

CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction	153
VI.2. Combinaisons de calcul	153
VI.3. Reconnaissance du sol	153
VI.4. Choix du type de fondation	159
VI.5. Ferrailage du radier général	164
VI.6. Etude des nervures	170
VI.7. Etude du voile Périphérique	175

CONCLUSION GENERALE	176
----------------------------------	-----

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES

PLANS

Tableau I-1 : caractéristique du béton.....	4
Tableau I-2 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances	5
Tableau II-1 : Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère	17
Tableau II-2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II-3 : Evaluation des charges dans le plancher des étages courant.....	19
Tableau II-4 : Evaluation des charges dans le plancher à dalle pleine au niveau de l'ascenseur.....	19
Tableau II-5 :Evaluation des charges sur les balcons.....	20
Tableau II-6 :Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	20
Tableau II-7 : Evaluation des charges dans les escaliers (déférénte étages).....	21
Tableau II-8 : Evaluation des charges dans les escaliers (d'entrée).....	21
Tableau II-9 : Evaluation des charges dans le palier	22
Tableau II-10 : Evaluation des surcharges d'exploitation	22
Tableau II-11 : Descente de charge pour le poteau p1	25
Tableau II-12 : Vérification des poteaux à la compression simple	30
Tableau II-13 : Vérification des poteaux au flambement	30
Tableau II-14 : Descente de charge de poteau P2	32
Tableau II-15 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	36
Tableau II-16 : Vérification des poteaux au flambement	36
Tableau II-17 : Dimensions des éléments structuraux.....	37
Tableau III-1 : Les différents types de poutrelles	43
Tableau III-2 : Les différentes charges sur les poutrelles	43
Tableau III-3 : Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.....	48
Tableau III-4 : Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	48
Tableau III-5 : Vérification a ELU	56
Tableau III-6 : Vérification de l'état limite de compression de béton plancher terrasse inaccessible.....	57
Tableau III-7 : Vérification de l'état limite de compression du béton plancher étage courant.....	57
Tableau III-8 : Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible.....	57
Tableau III-9 : Vérifications de la fléché pour plancher étage courant.....	58
Tableau III-10 : ferrailage des poutrelles.....	58
Tableau III-11 : Ferrailage de panneau DP1 en appuis et en travée	61
Tableau III-12 : Vérification des contraintes en travée.	62
Tableau III-13 : Vérification des contraintes en appuis.....	62
Tableau III-14 : Vérification de la flèche panneau DP1.....	63
Tableau III-15 : Ferrailage de panneau DP2 en appuis et en travée	65
Tableau III-16 : Vérification des contraintes en travée	66
Tableau III-17 : Vérification des contraintes en appuis	66
Tableau III-18 : Ferrailage de panneau DP3	68
Tableau III-19 : Vérification des contraintes	69
Tableau III-20 : surcharge d'exploitation sur l'acrotère.....	70

Tableau III-21 les différentes combinaisons à utiliser.....	72
Tableau III-22: Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas charge répartie	78
Tableau III-23: Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis.....	78
Tableau III-24. : Vérification de la contrainte dans le béton	79
Tableau III. 25 : Ferrailage de la dalle cas charge concentrée	82
Tableau III.26 : Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis	82
Tableau III.27: Vérification de la contrainte dans le béton.....	84
Tableau III -28 : Vérification de contrainte de béton en travée	90
Tableau III -29 : Vérification de contrainte de béton en appuis.....	91
Tableau III -30 : Vérification de la contrainte de béton en travée.....	97
Tableau III.31: Vérification de la contrainte de béton en appuis	97
Tableau III.32: Ferrailage de la poutre palière	99
Tableau III.33: Les sollicitations à la flexion.....	100
Tableau III.34: Ferrailage de la poutre palier à la flexion simple	101
Tableau III.35: Ferrailage de la poutre palière à la torsion.....	101
Tableau III.36: Ferrailage de la poutre palier en flexion et en torsion.....	102
Tableau III.37: Vérification de la compression dans la poutre palière	102
Tableau III.38 : Ferrailage de la poutre de chaînage.....	105
Tableau III.39 : Vérification de la contrainte dans le béton.....	105
Tableau III.40: calcul de flèche	106
Tableau IV.1 : La méthode utilisée.....	109
Tableau IV.2 : Valeurs des pénalités P_q	110
Tableau IV.3 : La Période de vibration et taux de participation des masses modales	114
Tableau IV-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base	116
Tableau IV-5 : Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	117
Tableau IV-6: Redimensionnement des poteaux	117
Tableau IV-7: Vérification de l'interaction sous charges horizontal	118
Tableau IV-8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	119
Tableau IV-9 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y	120
Tableau IV-10 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (X-X) et (Y-Y).....	121
Tableau V-1 : Armatures minimales et maximales dans les poteaux	124
Tableau V-2 : Les sollicitations dans les poteaux	126
Tableau V-3 : Ferrailage des poteaux	127
Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales pour les poteaux	128
Tableau V.5 : Vérifications du flambement des poteaux	130
Tableau V.6 : Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux	130
Tableau V.7 : Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux	131
Tableau V.8 : Schémas du ferrailage des poteaux.....	132
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales (30×40) cm^2	135
Tableau V.10 : Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm^2	136

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	138
Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	138
Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	140
Tableau V.14 : Moments résistants dans les poteaux.....	140
Tableau V.15 : Moments résistants dans les poutres principales.....	141
Tableau V.16 : Moments résistants dans les poutres secondaires.....	141
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	141
Tableau V.18 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	142
Tableau V.19 : Les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{y1} , V_{y2}	145
Tableau V.20 : Ferrailage du voile ' V_{x1}	149
Tableau V.21 : Ferrailage du voile ' V_{y1}	150
Tableau V.22 : Ferrailage du voile ' V_{y2}	151
Tableau VI.1 : Section d'armateur du radier.....	160
Tableau VI.2 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	161
Tableau VI.3 : Section d'armateur du radier à l'ELS.....	161
Tableau VI.4 : Section d'armateur du débord.....	163
Tableau VI.5 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	163
Tableau VI.6 : Section d'armateur du débord à l'ELS.....	163
Tableau VI.7 : les charges équivalentes uniformément réparties.....	165
Tableau VI.8 : Sollicitations des nervures dans le sens x-x.....	166
Tableau VI.9 : Sollicitations des nervures dans le sens y-y.....	166
Tableau VI.10 : Ferrailage de la nervure sens X-X.....	167
Tableau VI.11 : Ferrailage de la nervure sens Y-Y.....	167
Tableau VI.12 : Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.....	167
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans la nervure.....	168
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s	168
Tableau VI.15 : Schéma de ferrailage des nervures.....	169
Tableau VI.16 : Ferrailage des voiles périphérique.....	172
Tableau VI.17 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	173

Figure I.1 : diagramme contrainte déformation de l'acier	5
Figure II.1 : plancher à corps creux	8
Figure II. 2 : la disposition des poutrelles	9
Figure II. 3 : coupe transversale d'une poutrelle	9
Figure II.4 : dalle sur quatre appuis	10
Figure II.5 : dalle sur deux appuis	11
Figure II.6 : dalle sur deux appuis	11
Figure II.7 : coupe de voile en élévation	13
Figure II.8 : Schéma de terminologie d'escalier	13
Figure II.9 : Schéma d'escalier d'étage courant.....	14
Figure II. 10 : Schéma d'escalier d'entrée.....	15
Figure II. 11 : Schéma statique de l'acrotère	17
Figure II.12 : Surface afférente de poteau P1 au niveau de RDC	22
Figure II.13 : Surface afférente de poteau P1 au niveau d'étage courant	23
Figure II.14 : Surface afférente de poteau P1 au niveau terrasse inaccessible.	23
Figure II.15 : Surface afférente de poteau P1 au niveau de salle machine	23
Figure II.16 : Surface afférente de poteau P2 au niveau d'étage courant	31
Figure .II.17 . Surface afférente de poteau P2 au niveau terrasse inaccessible	31
Figure .III.1 . Disposition des poutrelles	39
Figure .III.2 . Diagramme des moments à deux travées	40
Figure .III.3 . Diagrammes des moments à plusieurs travées.....	40
Figure.III.4 . Diagramme des efforts tranchants à deux travées	41
Figure.III.5 . Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées	41
Figure.III.6 . schéma ferrailage de dalle de compression	59
Figure.III.7 . Dalle sur quatre appuis panneau Dp1	59
Figure III.8 . Schéma de ferrailage panneauDp1	63
Figure III.9 . Dalle sur deux appuis panneau Dp2.....	64
Figure III.10 . Schéma de ferrailage panneauDp2	67
Figure III.11 . Dalle sur deux appuis panneau Dp3.....	68
Figure III.12 . Schéma de ferrailage panneauDp3	69
Figure III.13 . Schéma de L'acrotère	70

Figure III.14. Les sollicitations sur L'acrotère	71
Figure III.15. Schéma de ferrailage de L'acrotère	76
Figure III.16. Ferrailage de la dalle cas charge répartie.....	80
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée.....	85
Figure III.18. Schéma d'escalier d'étage courant.....	85
Figure III.19. Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU	86
Figure III.20. Schéma statique de l'escalier courant à L'ELS	87
Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier courant	91
Figure III.22. Schéma d'escalier d'entrée.....	92
Figure III.23. Schéma statique de l'escalier d'entrée à L'ELU	93
Figure III.24. Schéma statique de l'escalier d'entrée à L'ELS.....	94
Figure III.25. Schéma de ferrailage de l'escalier d'entrée	98
Figure III.26. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	103
Figure III.27. Schéma statique de la poutre de chaînage	104
Figure III.28. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	106
Figure IV.1. Disposition des voiles.....	112
Figure IV.2. Vue en plan.....	112
Figure IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant X)(T=0.99sec).....	113
Figure IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant Y)(T=0.93sec)	113
Figure IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.77sec).....	114
Figure IV.6. Spectre de réponse dans le sens x et y	116
Figure V.1. Schéma de la Zone nodale	124
Figure V.2. Section du poteau	130
Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales.....	139
Figure V.4. Formation de rotules plastique.....	140
Figure V.5. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher ETAGE 2.	142
Figure V.6. Schéma d'un voile plein.....	148
Figure V.7. Ferrailage du voile Vx1 étage 2	152
Figure VI.1. Semelle filante	154
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier	162
Figure VI.3. Schéma statique du débord	162

Figure VI.4. Schéma de ferrailage du débord	164
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier	164
Figure VI.6. Schéma des nervures dans le sens x-x.....	165
Figure VI.7. Schéma des nervures dans le sens y-y.....	165
Figure VI.8. Section de la nervure	166
Figure VI.9. Section du voile périphérique	170
Figure VI.10. Section du ferrailage du voile périphérique	171
Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	174

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Qui doivent en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+10) a usage d'habitation. Il est contreventé par un système mixte (voiles /portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

L'étude est menée en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1. Introduction

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

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+10) implanté à Bejaia au lieu-dit : Iboulassen, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- ❖ Largeur en plan 9.65 m
- ❖ Longueur en plan 23.50 m
- ❖ Hauteur des étages courants 3,06 m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère). 34.68 m

I.4. Présentation de la structure

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de deux volées.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.

I.4.1. Eléments non structuraux

- **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **Les maçonneries** :

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique de 10 cm
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- **Balcons** :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- **Revêtements**: ils seront réalisés en :
 - Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
 - Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
 - Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- **I.4.2. Eléments structuraux**
- **Les planchers**: constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts de contreventement.
 - Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
 - Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

I.5. Caractéristiques du sol d'assise

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usages 2** en vertu du **RPA 99 version 2003**.
- Le sol de notre site est constitué d'argiles limoneuses graveleuses altérées avec passage de galets et pierres d'origine calcaire, ainsi que l'émergence de blocs rocheux calcaire par endroit.
- Le site est considéré comme **ferme (S2)**.
- La contrainte admissible du sol = **1,8 bars**.
- L'étude de notre projet s'effectuera sur le bloc D comme c'est mentionné dans le rapport de sol

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux dans la construction de notre projet doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

➤ **Le béton**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28})

Tableau I.1 : caractéristique du béton

f_{c28} (MPa)	25,0	
f_{t28} (MPa)	2,1	
E_i 28(MPa)	32164,2	
E_{v28} (MPa)	10818,86	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,5
σ_{bc} service (MPa)	15,0	
τ_u (MPa) : Situation durable	Fissuration peu nuisible	3,33
	Fissuration préjudiciable	2,5
Coefficient de poisson	Etats limites ultime	0

➤ **L'acier**

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute Adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

✓ **La contrainte limite des aciers**

Etat limite ultime :

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

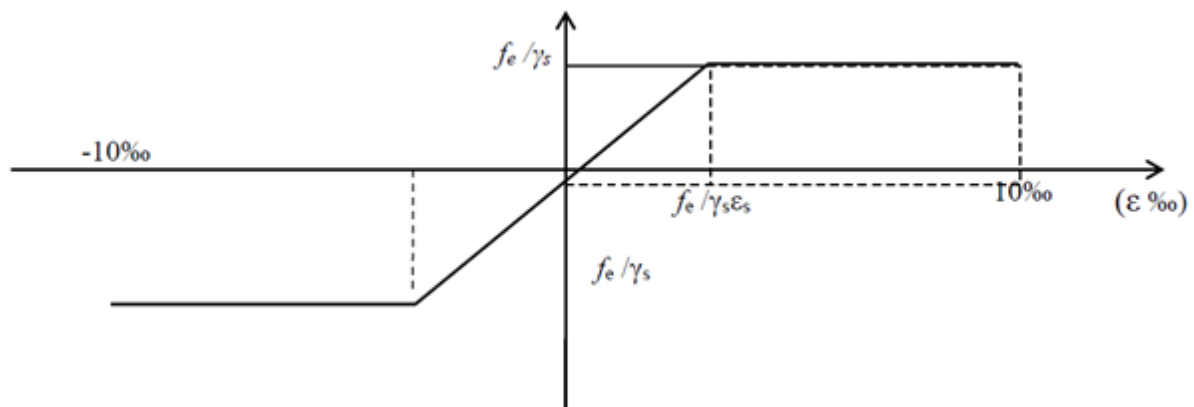


Figure I 1 : diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Etat limite de service on distingue les cas suivants:

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences } \phi \geq 6mm. \end{array} \right.$$

II.1.Introduction

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

II.2. planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II.2.1 Plancher en corps creux

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures supportant une dalle de faible portée, les nervures sont en béton armé coulées sur place ou préfabriquées et reposants sur des poutres principales ou des voiles.

La condition de flèche Selon l'art B6.8.4.2.4 des règles BAEL91 : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées
 h_t hauteur total du plancher

Dans notre projet on a : $L_{max} = 370 \text{ cm} \longrightarrow h_t \geq \frac{340}{22.5} = 15.11 \text{ cm}$

Conclusion : On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composée d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

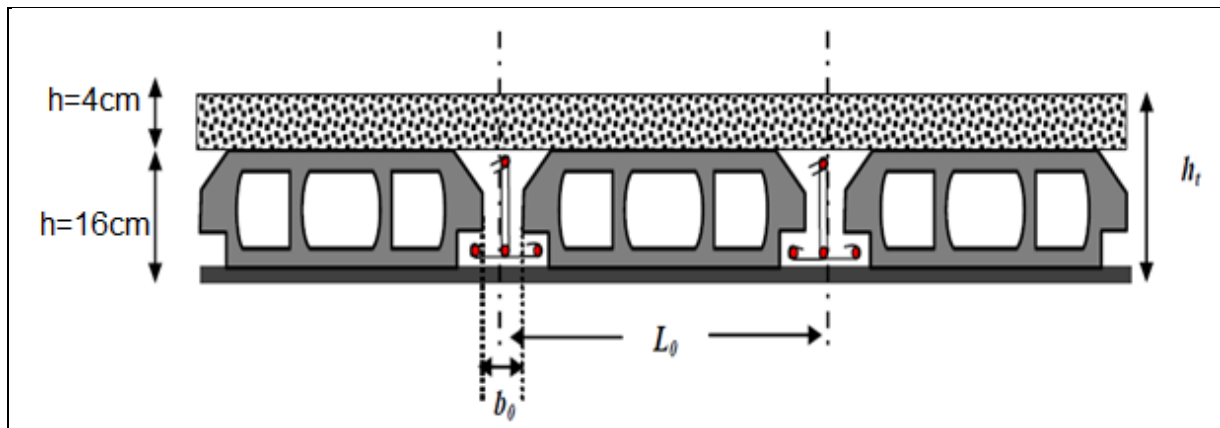


Figure II 1: plancher à corps creux

II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

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

NB :La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon deux critères.

b :Largeur de la table de compression.

Épaisseur du plancher =16+4cm

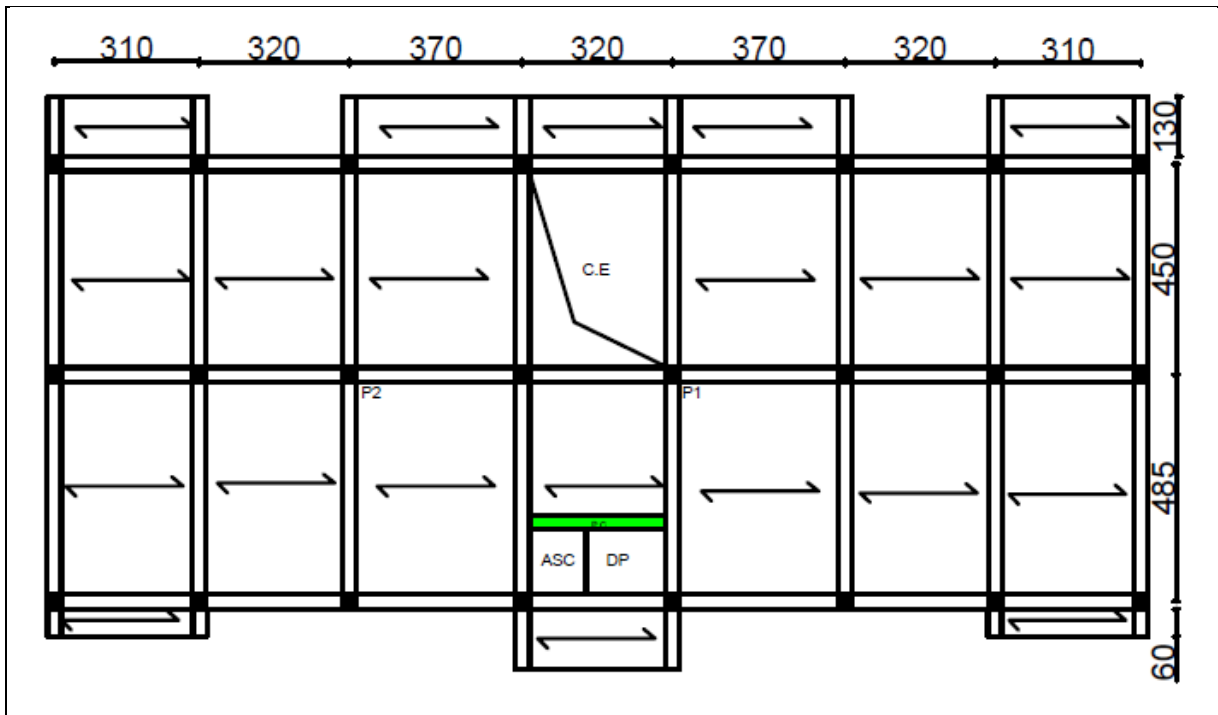


Figure II 2 : disposition des poutrelles

$L_x=23.5m, L_y=9.65m$

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

$0.4 h_t \leq b_0 \leq 0.7 h_t, h_t=20cm \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 14$ Donc en prend : $b_0=10cm$

Avec : $b_1 = \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y \min}{10} \right) \Rightarrow b_1 = \min \left(\frac{55}{2} = 27.5, \frac{280}{10} = 28 \right)$

$b_1=27.5cm$; $b = 65cm$

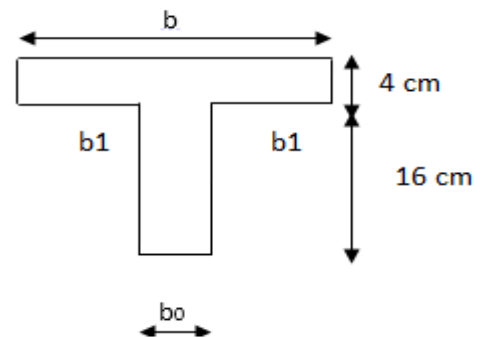


Figure II 3: coupe transversale d'une poutrelle

II.2.2. les Dalles pleines

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Résistance au feu**

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

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

$e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

❖ Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

❖ Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un ou deux appuis : $lx/35 \leq e \leq Lx/30$ si $\rho < 0.4$
- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ si $\rho \geq 0.4$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ si $\rho < 0.4$

L_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

- Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

• Les types des dalles pleines

❖ Dalle sur quatre appuis

Pour la dalle D1 :

$$\rho = \frac{280}{355} = 0.78 \quad \rho \geq 0.4 \quad 6.22 \leq e \leq 7$$

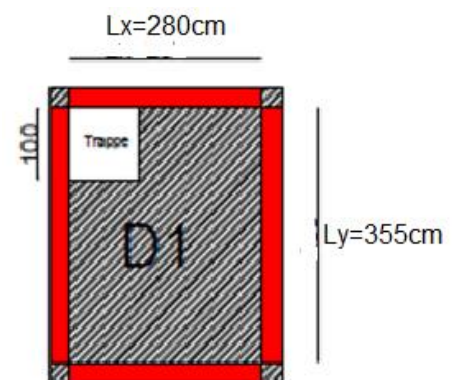


Figure II 4 : dalle sur quatre appuis

❖ Dalle sur deux appuis

Pour la dalle D2 :

$$\rho = \frac{140}{170} = 0.82 \quad \rho \geq 0.4 \quad 3.11 \leq e \leq 3.50$$

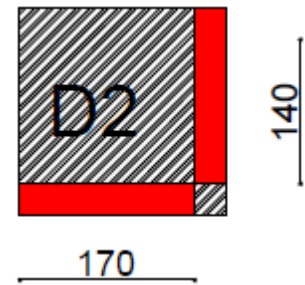


Figure II 5 : dalle sur deux appuis

❖ Dalle sur deux appuis

Pour la dalle D3 :

$$\rho = \frac{100}{290} = 0.34 \quad \rho \leq 0.4 \quad 3.44 \leq e \leq 3.87$$

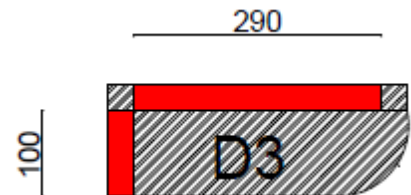


Figure II 6 : dalle sur deux appuis

Remarque : On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines l'épaisseur $e=13\text{cm}$.

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.3.1. Les poutres principales : Selon les règles de BAEL91

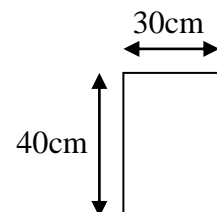
-La hauteur de la poutre doit être : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$ Avec :

L_{max} : la longueur libre entre nus d'appuis

h_t : hauteur total de la poutre

$$L_{max} = 455 \text{ cm} \Rightarrow 30.33 \leq h_t \leq 45.5$$

Nous prenons : $h_t = 40 \text{ cm}$



Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 :

- $b=30 \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifié
- $h_t=40 \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifié
- $h_t/b=1.33 \leq 4$ \Rightarrow vérifié

II.3.2. Les poutres secondaires :

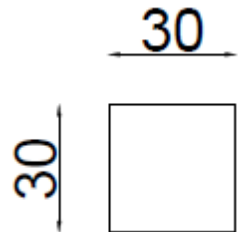
$$L_{max}=340 \text{ cm} \Rightarrow 22.66 \leq h_t \leq 34$$

Nous prenons : $h_t = 30 \text{ cm}$

Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 :

- $b=30 \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifier
- $h_t=30 \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifier
- $h_t/b=1 \leq 4$ \Rightarrow vérifier



Conclusion : Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

- ❖ Poutres principales : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$
- ❖ Poutres secondaires : $h_t = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

II.4. Pré dimensionnement des voiles

II.4.1. Définition :

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

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right) ; L_{min} = 4 \times e$$

- ❖ h_e : c'est la hauteur libre d'étage.
- ❖ L_{min} : longueur de voile
- ❖ e : épaisseur de voile

➤ **Pour RDC** \Rightarrow $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm on prend } e = 15 \text{ cm}$$

➤ **Pour les autres étages** \Rightarrow $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm on prend } e = 15 \text{ cm}$$

Conclusion : Après l'analyse des résultats précédents nous proposons:

e=15 cm Pour RDC.

e=15 cm Pour les autres étages.

Longueur minimal des voiles sera de : $L_{min} > 4 \times e$
 $l_{min} = 60 \text{ cm}$

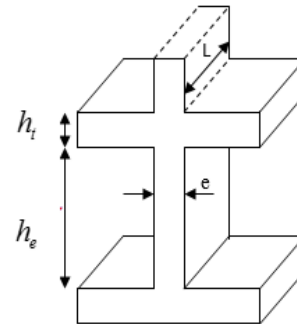


Figure II 7: coupe de voile en élévation

II.5. Pré dimensionnement des escaliers

II.5.1. Définitions

L'escalier est un ensemble de marches échelonnées qui constituent un système de passage entre les différents niveaux de la structure. Notre projet comporte deux types d'escaliers :

- ❖ Les escaliers en béton armé

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (Habitation, salle de spectacle.....etc.).

- ❖ Les escaliers en bois

Se sont des escaliers dont les marches et le limon sont réalisés en bois. Ce type d'escalier est prévu pour le duplex et le passage vers les locaux de la soupenne

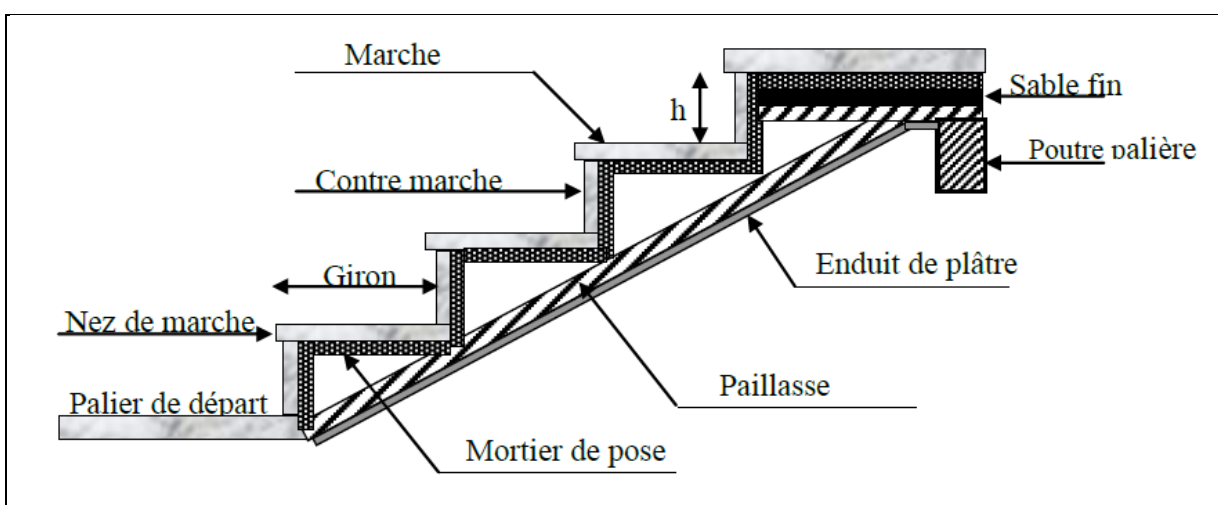


Figure II 8: Schéma de terminologie d'escalier

II.5.2. Dimensionnement

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

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

La formule t de BLONDEL est la suivante:

$$2h + g = m \quad \text{Avec} \quad 59 \leq m \leq 64 \text{ cm}$$

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

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

Avec n : est le nombre de marches sur la volée

$$g = \frac{L_0}{n - 1}$$

On distingue dans ce projet deux types d'escalier :

Type 1 : l'escalier a deux volée pour les étages courant

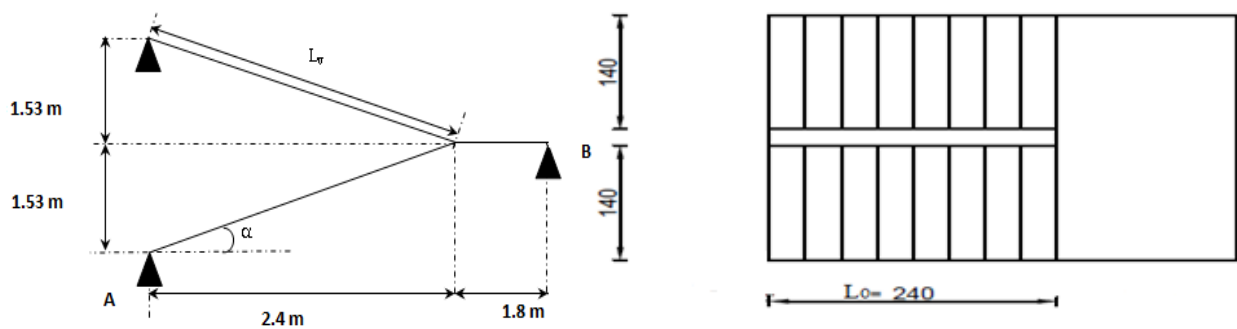


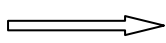
Figure II 9: Schéma statique d'escalier d'étage courant

$$l_0 = 2,4m ; H = 1,53m$$

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

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 1,53 + 2,40)n + 2 \times 1,53 = 0$$

$$64n^2 - 61n + 306 = 0$$



- $n = 9$
- $n - 1 = 8$

Calcul de la giron et la hauteur de contre marche :

$$g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{2,40}{8} = 30cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 17cm$$

Inclinaison de la paillasse

$$tg \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 32,52^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

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

$$L = 1,8 + \sqrt{2,4^2 + 1,53^2}$$

$$L = 4,65m$$

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

$$16,5cm \leq e \leq 24,75cm$$

On prend $e = 18cm$

On opte pour : $g = 30cm$; $h = 17cm$; $\alpha = 32,52^\circ$; $e = 18cm$

❖ Type 2 : l'escalier d'entrée a une seul volée

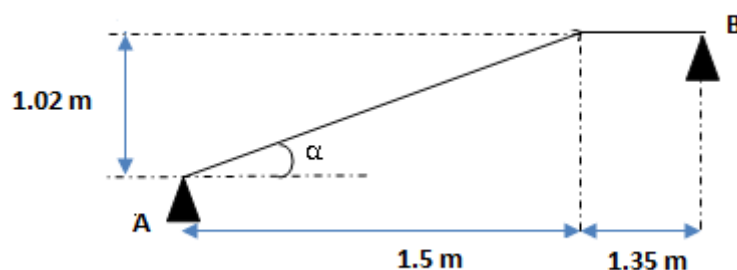


Figure II 10: Schéma d'escalier d'entrée

On obtient les résultats suivants ;

$$g = 30\text{cm} ; h = 17\text{cm} ; \alpha = 34.22^\circ ; e = 18\text{cm}$$

II.6. Pré dimensionnement d'Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseurs munis d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'ascenseur :

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

$$\begin{aligned} \Rightarrow g &= D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 103,3 \text{ KN} \\ G_1 &= (25 \times 0,15) + (25 \times 0,05) = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

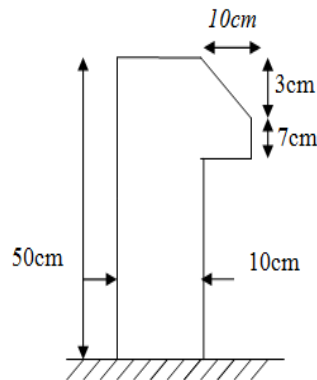
G_1 : poids de la dalle + revêtement

II.7. Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.²

Tableau II.1 : Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.10	0,0585	25	1.46
Enduit de ciment intérieur	0.02	0,01	20	0,2
Enduit de ciment extérieur	0.02	0,01	20	0,2
Charge permanente totale	G=1.86 KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

**Figure II 11 : Schéma de l'acrotère****II.8. Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments essentiels des une structure en béton armé, il assure la transmission des charge soit a un autre élément porteur, soit a une fondation.

Le pré dimensionnement des poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celle du poteau le plus sollicité.

D'après le BAEL91 le critère de résistance :

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

B_r : Aire réduit du béton $B_r = (a - 2)(b - 2)\text{cm}^2$

A_s : Aire des armatures.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier $f_e = 400MPa$.

γ_s : Coefficient de sécurité.

D'après le RPA99-VERSION2003- (Art 7-4-2-1):

le pourcentage minimal des armatures 0,8% en zone II_a

$$\text{On a: } \frac{A_s}{B_r} = 1\% \Rightarrow B_r \geq N_u / \left[\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100.\gamma_s} \right) \right]$$

La valeur de N_u est déterminée à partir de la descente de charge.

Dimensionnement préliminaire des poteaux :

- ❖ RDC et étage 01 : (50*55) cm²
- ❖ Etage 02 et étage 03 : (45*50) cm²
- ❖ Etage 04 et étage 05 : (40*45) cm²
- ❖ Etage 06 et étage 07 : (35*40) cm²
- ❖ Etage 08 et étage 09 : (30*35) cm²
- ❖ Etage 10 et salle machine :(25*30) cm²

II.9. Evaluation des charges et surcharges sur les planchés

II.9.1.Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0.8
Étanchéité multicouche	2	6	0.12
Isolation thermique (liège)	4	/	0.16
Forme de pente	10	22	2.20
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Plancher a corps creux (16+4)	20	/	2.8
			$\Sigma=6.28$

II.9.2.Évaluation des charges dans le plancher des étages courant

Tableau II.3 : Évaluation des charges dans le plancher des étages courants

N°	Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher à corps creux	20	/	2.8
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloisons de séparation	10	/	0.9
				Σ=5.06

II.9.3.Évaluation des charges dans le plancher Dalle pleine

Tableau II.4 : Évaluation des charges dans Plancher a dalle pleine au niveau de l'ascenseur

N°	Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	13	25	3
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloisons de séparation	10	/	0.9
				Σ=5.26

II.9.4.Évaluation des charges dans Les balcons :

Tableau II.5 : Evaluation des charges sur les balcons

N°	Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Sable fin	2	18	0.36
4	Dalle pleine	13	25	3.25
5	Enduit de CIMENT	2	18	0.36
				$\Sigma=4.77$

II.9.5.Évaluation des charges dans les murs extérieurs

Tableau II.6 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs

N°	Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	2	18	0.36
2	Brique creuse de 15 cm	15	/	1.3
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse de 10 cm	10	/	0.90
5	Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
				$\Sigma=2.76$

II.9.6.Évaluation des charges dans les escaliers

Tableau II.7 : Les volées des différents étages

Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	17(1/2)	22	1.87
Paillasse	18	25	5.33
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			$\Sigma=8.51$

Tableau II. 8 : L'escalier a une seul volée

Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Marche	17(1/2)	22	1.87
Paillasse	18	25	5.44
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			$\Sigma=8.62$

II.9.7.Évaluation des charges dans les Paliers

Tableau II. 9: Evaluation des charges dans le Palier

Description	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	18	25	4.5
Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			$\Sigma=5.81$

II.9.8. Surcharge d'exploitation

Tableau II.10: Surcharge d'exploitation

	Terrasse inaccessible	Etage courant	Balcons	Escalier	Plancher à dalle pleine
Surcharges KN/m ²	1	1.5	3.5	2.5	2.5

II.10. Descente de charge

II.10.1.Calcul des surfaces afférentes

Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité a la plus grand surface afférente P1

❖ Plancher RDC :

$$G = 5.06 \times [(2.275 \times 1.7) + (1.7 \times 2.1)] + 8.62 \times [(0.925 \times 1.45) + 851 \times (1.45 \times 2.1)] + 5.26 \times (1.35 \times 1.45)$$

$$G=85.39 \text{ KN}$$

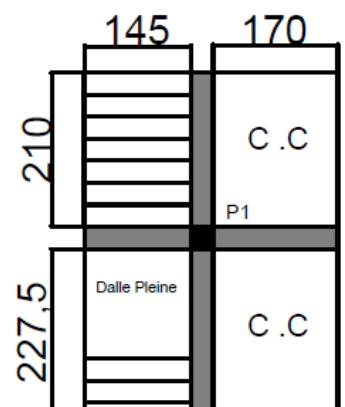


Figure II 12: Surface afférente de poteau P1 au niveau de RDC

$$Q = 1.5 \times [(1.7 \times 2.1) + (1.7 \times 2.275)] + 2.5 \times [(0.925 \times 1.45) + (1.45 \times 2.1)] + 2.5 \times (1.35 \times 1.45)$$

$$Q = 27.03 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5.06 \times [(2.275 \times 1.45) + (1.7 \times 2.275) + (1.7 \times 2.1)] + 8.51 \times (1.45 \times 2.1)$$

$$G = 80.24 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times [(1.45 \times 2.275) + (1.7 \times 2.1) + (1.7 \times 2.275)] + 2.5 \times (1.45 \times 2.1)$$

$$Q = 23.72 \text{ KN}$$

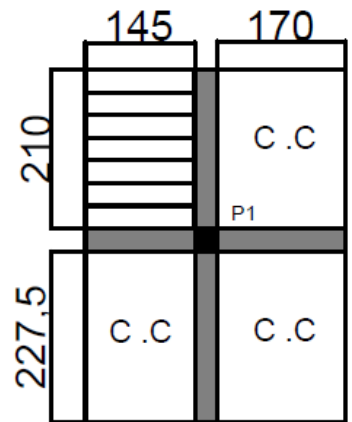


Figure II 13: Surface afférente de poteau P1 au niveau d'étage courant

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 83.18 \text{ KN}$$

$$Q = 18.72 \text{ KN}$$

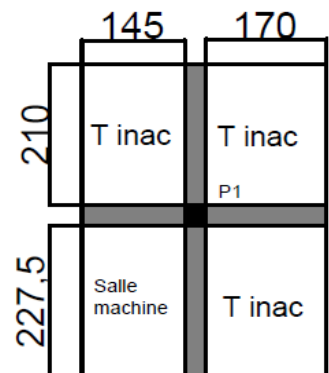


Figure II 14: Surface afférente de poteau P1 au niveau terrasse inaccessible

❖ **Plancher terrasse inaccessible de la salle machine :**

$$G = 20.71 \text{ KN}$$

$$Q = 3.3 \text{ KN}$$

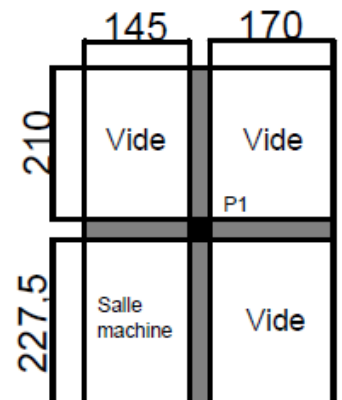


Figure II 15: Surface afférente de poteau P1 au niveau de salle machine

❖ Poids des poutres :

Poutre principale(PP) :

✓ Pour la terrasse inaccessible salle machine : $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.275 = 6.825 KN$

✓ Pour les autres niveaux : $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 4.375 = 13.125 KN$

Poutre secondaire (Ps) : $G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.0875 KN$

Poutre secondaire pour la salle machine (Ps) : $G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.45 = 3.2625 KN$

II.10.2.La loi de dégression des charges d'exploitation**II.10.2.1.Définition :**

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

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

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

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

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

Terrasse salle machine : $Q_0 = 3.30 KN$

Terrasse inaccessible : $Q_1 = 3.3 + 18.72 = 22.02 KN$

Etage 10 : $Q_2 = 3.30 + 0.95 \times (18.72 + 23.72) = 43.61 KN$

Etage 9 : $Q_3 = 3.30 + 0.9 \times (18.72 + 23.72 + 23.72) = 62.84 KN$

Etage 8 : $Q_4 = 3.30 + 0.85 \times (18.72 + (3 \times 23.72)) = 79.69 KN$

Etage 7 : $Q_5 = 3.30 + 0.8 \times (18.72 + (4 \times 23.72)) = 94.18 KN$

Etage 6 : $Q_6 = 3.30 + 0.75 \times (18.72 + (5 \times 23.72)) = 106.29 KN$

Etage 5 : $Q_7 = 3.30 + 0.71 \times (18.72 + (6 \times 23.72)) = 117.63 \text{ KN}$

Etage 4 : $Q_8 = 3.30 + 0.69 \times (18.72 + (7 \times 23.72)) = 130.78 \text{ KN}$

Etage 3 : $Q_9 = 3.30 + 0.67 \times (18.72 + (8 \times 23.72)) = 142.98 \text{ KN}$

Etage 2 : $Q_{10} = 3.30 + 0.65 \times (18.72 + (9 \times 23.72)) = 154.23 \text{ KN}$

Etage 1 : $Q_{11} = 3.30 + 0.64 \times (18.72 + (10 \times 23.72)) = 167.08 \text{ KN}$

Etage RDC : $Q_{11} = 3.30 + 0.625 \times (18.72 + 27.03 + (10 \times 23.72)) = 180.14 \text{ KN}$

❖ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Descente de charge de poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	20.71	3.30
	salle machine		
	$G_{pp} + G_{ps}$	10.09	
	Poteau (25×30) cm ²	5.74	
	Total	36.54	3.30
N2	Venant de N1	36.54	22.02
	Plancher d'étage 10	85.39	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (25×30) cm ²	5.74	
	Total	147.89	
N3	Venant de N2	147.89	43
	Plancher d'étage 9	80.24	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	

	Total	256.38	41.40
N4	Venant de N3	256.38	
	Plancher d'étage 8	80.24	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	60.74
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	
	Total	364.87	60.74
N5	Venant de N4	364.87	
	Plancher d'étage 7	80.24	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	77.71
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	476.04	77.71
N6	Venant de N5	476.04	
	Plancher d'étage 6	80.24	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	92.308
	Total	587.21	92.308

N7	Venant de N6	587.21	
	Plancher d'étage 5	80.24	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	104.54
	Total	701.44	104.54
N8	Venant de N7	701.44	
	Plancher d'étage 4	80.24	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (40×45)	13.77	115.98
	Total	815.67	115.98
N9	Venant de N8	815.67	
	Plancher d'étage 3	80.24	129.17
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Total	933.34	129.17
N10	Venant de N9	933.34	
	Plancher d'étage 2	80.24	141.41
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	

	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Total	1051.01	141.41
N 11	Venant de N10 Plancher d'étage 1	1051.01	152.71
	$G_{pp} + G_{ps}$	80.24	
	Poteau (50×55) cm ²	20.22	
		21.04	
	Total	1172.51	152.71
N 12	Venant de N11	1172.51	
	RDC	80.24	165.59
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	
	Total	1293.01	165.59
N 13	Venant de N12	1293.01	
	RDC	85.39	178.68
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (50×55) cm ²	7.01	
	Total	1405.63	178.68

$$\begin{cases} G_{P1} = 1405.63KN \\ Q_{P1} = 180.14KN \end{cases}$$

II.10.2.2. Les vérifications nécessaires pour le poteau P1

$$\begin{cases} N_U = 1.35G + 1.5Q \\ N_U = 1.35 \times 1405.63 + 1.5 \times 180.14 \\ N_U = 2167.81 \text{KN} \end{cases}$$

L'effort normal ultime : $N_U = 2158.06 \text{KN}$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$N_U = N_U \times 1.1 = 2384.59 \text{KN}$$

❖ Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{Mpa} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq 0.167 \text{m}^2$$

$$B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{m}^2$$

$$B = 0.275 \text{m}^2 > 0.167 \text{m}^2$$

❖ Vérification au flambement (CBA 93 .ART B.8.2.1)

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

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

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.86 = 2.002 \text{ m} \quad B = 0.55 \times 0.5 = 0.275 \text{m}^2 \quad I = 6.93 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = 0.159 \quad y$$

$$\lambda = 12.59 < 50 \quad \alpha = 0.83$$

❖ Le BAEL fixe $A_s / B_r \geq 0.8 \%$. On prend $A_s / B_r = 1 \%$ [3]

$$\text{Donc on doit vérifier que : } B_r \geq N_u / \left[\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right) \right]$$

$$B_r \geq 0.130 \text{m}^2$$

$$\text{Or nous avons } B_r = (55 - 2) * (50 - 2) * 10^{-4} = 0.2544 \text{ m}^2$$

$$0.2544 \text{ m}^2 > 0.130 \text{m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

❖ Vérification pour les poteaux des autres niveaux :

Tableau II.12 : Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm ²)	Condition $B > B_{\text{calculé}}$		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
RDC	2373.87	50 × 55	0.275	0.167	Vérifiée
Etage 2	1786.04	45 × 50	0.225	0.126	Vérifiée
Etage 4	1395.52	40 × 45	0.18	0.099	Vérifiée
Etage 6	1018.12	35 × 40	0.14	0.072	Vérifiée
Etage 8	636.78	30 × 35	0.105	0.045	Vérifiée
Etage 10	247.74	25 × 30	0.075	0.017	Vérifiée

Tableau II.13 : Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Nu (Kn)	Section (cm ²)	Condition $B > B_r$		Observation
			B_r (m ²)	B_r calculé (m ²)	
RDC	2373.87	50 × 55	0.2544	0.13	Vérifiée
Etage 2	1786.04	45 × 50	0.2064	0.098	Vérifiée
Etage 4	1395.52	40 × 45	0.1634	0.077	Vérifiée
Etage 6	1018.12	35 × 40	0.1254	0.057	Vérifiée
age 8	636.78	30 × 35	0.0924	0.036	Vérifiée
Etage 10	247.74	25 × 30	0.0644	0.014	Vérifiée

II.10.3.Calcul des surface afférente du P2

Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité a la plus grand surface afférente : P2

❖ Plancher étage courant :

$$G=5.06*[(1.45*2.1)+(1.45*2.275)+(1.7*2.1)+1.7*2.275)]$$

$$G=69.73 \text{ kN}$$

$$Q=20.67 \text{ kN}$$

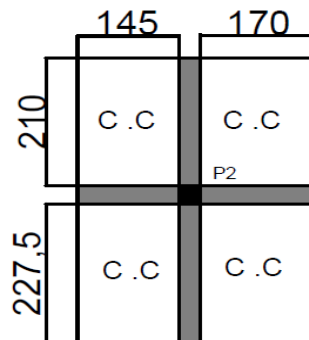


Figure II 16: Surface afférente de poteau P2 au niveau d'étage courant

❖ Plancher terrasse inaccessible :

$$G= 85.86 \text{ kN}$$

$$Q=13.78 \text{ kN}$$

❖ Poids des poutres :

$$(PP) = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.4 \cdot (2.1 + 2.275) \implies G_{pp} = 13.125 \text{ kN}$$

$$(PS) = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot (1.7 + 1.45) \implies G_{ps} = 7.09 \text{ kN}$$

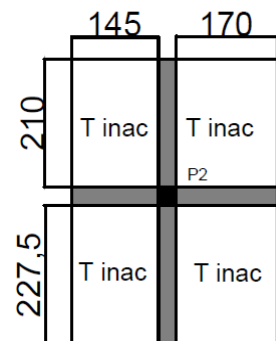


Figure II 17: Surface afférente de poteau P1 au niveau terrasse inaccessible

❖ Descente de charge sure P2

Terrasse inaccessible : $Q_0 = 13.78 \text{ kN}$

Etage 10 : $Q_1 = 13.78 + 20.67 = 34.45 \text{ kN}$

Etage 9 : $Q_2 = 13.78 + 0.95 \cdot (3 \cdot 20.67) = 53.053 \text{ kN}$

Etage 8 : $Q_3 = 13.78 + 0.9 \cdot (3 \cdot 20.67) = 69.59 \text{ kN}$

Etage 7 : $Q_4 = 13.78 + 0.85 \cdot (4 \cdot 20.67) = 84.06 \text{ kN}$

Etage 6 : $Q_5 = 13.78 + 0.8 \cdot (5 \cdot 20.67) = 96.46 \text{ kN}$

Etage 5 : $Q_6 = 13.78 + 0.75 \cdot (6 \cdot 20.67) = 106.80 \text{ kN}$

Etage 4 : $Q_7 = 13.78 + 0.71 \cdot (7 \cdot 20.67) = 116.51 \text{ kN}$

Etage 3 : $Q_8 = 13.78 + 0.69 \cdot (8 \cdot 20.67) = 127.88 \text{ kN}$

Etage 2 : $Q_9 = 13.78 + 0.67 \cdot (9 \cdot 20.67) = 138.42 \text{ kN}$

Etage 1 : $Q_{10} = 13.78 + 0.65 \cdot (10 \cdot 20.67) = 148.14 \text{ kN}$

Etage RDC : $Q_{11} = 13.78 + 0.625 \cdot (11 \cdot 20.67) = 155.89 \text{ kN}$

$Q_{tot} = 155.89 \text{ KN}$

❖ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Descente de charge de poteau P2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher d'étage 10	85.86	13.78
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (25×30) cm ²	5.74	
	Total	111.82	13.78
N2	Venant de N1	111.82	34.45
	Plancher d'étage 09	69.73	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (30×35) cm ²	8.0325	
	Total	209.80	
N3	Venant de N2	209.80	53.053
	Plancher d'étage 08	69.73	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (30×35) cm ²	8.0325	
	Total	307.78	
N4	Venant de N3	307.78	69.59
	Plancher d'étage 07	69.73	
		20.22	

	$G_{pp} + G_{ps}$ Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	408.44	69.59
N5	Venant de N4	408.44	
	Plancher d'étage 06	69.73	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	84.06
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Total	509.10	84.06
N6	Venant de N5	509.10	
	Plancher d'étage 05	69.73	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	96.46
	Total	612.82	96.46
N7	Venant de N6	612.82	
	Plancher d'étage 04	69.73	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	106.80
	Total	716.54	106.80
	Venant de N7	716.54	

N8	Plancher d'étage 03	69.73	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (45×50)	17.2125	116.51
	Total	823.70	116.51
N9	Venant de N8	823.70	
	Plancher d'étage 02	69.73	127.88
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (45×50) cm ²	17.2125	
	Total	930.86	127.88
N10	Venant de N9	930.86	
	Plancher d'étage 01	69.73	138.42
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	
	Total	1041.85	138.42
N 11	Venant de N10	1041.85	
	Plancher RDC	69.73	148.14
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	

	Total	1152.84	148.14
--	-------	---------	--------

N 12	Venant de N11	1152.84	155.89
	Plancher RDC	69.73	
	$G_{pp} + G_{ps}$	20.22	
	Poteau (50×55) cm ²	7.01	
	Total	1249.8	155.89

II.10.3.1. Les vérifications nécessaires pour le poteau P2

❖ Vérification a la compression simple :

$$B \geq \frac{Nu}{\delta bc} = 2113.023 * 10^{-3} \div 14.20$$

$$B \geq 0.149m^2$$

$$B = 0.55 * 0.5 = 0.275$$

$B = 0.275m^2 > 0.149m^2$ C'est vérifié

❖ Vérification au flambement (CBA 93 .ART B.8.2.1)

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

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

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.86 = 2.002 \text{ m} \quad B = 0.55 \times 0.5 = 0.275m^2 \quad I = 6.93 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = 0.159$$

giy

❖ Le BAEL fixe $A_s / B_r \geq 0.8\%$. On prend $A_s / B_r = 1\%$

Donc on doit vérifier que :

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

$$B_r \geq 0.116m^2$$

Or nous avons $Br = (55 - 2) * (50 - 2) * 10^{-4} = 0.2544 \text{ m}^2$

$0.2544 \text{ m}^2 > 0.116 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad$ Donc le poteau ne
risque pas de flamber.

❖ **Vérification pour les poteaux des autres niveaux :**

Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm ²)	Condition $B > B_{\text{calculé}}$		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
RDC	2113.17	50 × 55	0.275	0.149	Vérifiée
Etage 2	1593.33	45 × 50	0.225	0.112	Vérifiée
Etage 4	1240.28	40 × 45	0.18	0.088	Vérifiée
Etage 6	813.38	35 × 40	0.14	0.057	Vérifiée
Etage 8	544.6	30 × 35	0.105	0.038	Vérifiée
Etage 10	188.79	25 × 30	0.075	0.013	Vérifiée

Tableau II.16 : Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Nu (Kn)	Section (cm ²)	Condition $B > B_r$		Observation
			B_r (m ²)	B_r calculé (m ²)	
RDC	2113.17	50 × 55	0.2544	0.116	Vérifiée
Etage 2	1593.33	45 × 50	0.2064	0.087	Vérifiée
Etage 4	1240.28	40 × 45	0.1634	0.068	Vérifiée
Etage 6	813.38	35 × 40	0.1254	0.045	Vérifiée
Etage 8	544.6	30 × 35	0.0924	0.031	Vérifiée
Etage 10	188.79	25 × 30	0.0644	0.010	Vérifiée

❖ Vérifications des conditions de RPA99/2003

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$0.25 < \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions de RPA

II.11. Conclusion

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : Dimensions des éléments structuraux

Eléments	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Poutre principales	30	40
Poutre secondaires	30	30
RDC, 1 ^{er} étage	50	55
Poteaux 2+3 Etages	45	50
Poteaux 4+5 Etages	40	45
Poteaux 6+7 Etages	35	40
Poteaux 8+9 Etages	30	35
Poteaux 10+ salle Etages	25	30
Voiles de contreventement RDC	e = 15 cm	
Voiles de contreventement 1 ^{er} au 10 étage	e = 15 cm	

III.1. Introduction

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

Dans ce présent chapitre, nous aborderons le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ❖ Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- ❖ Les escaliers.
- ❖ L'acrotère.
- ❖ L'ascenseur.

III.2. Les planchers

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

- ❖ Planchers à corps creux.
- ❖ Planchers à dalle pleine.

III.2.1. Planchers à corps creux :

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

III.2.1.1. Calcul des poutrelles :

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

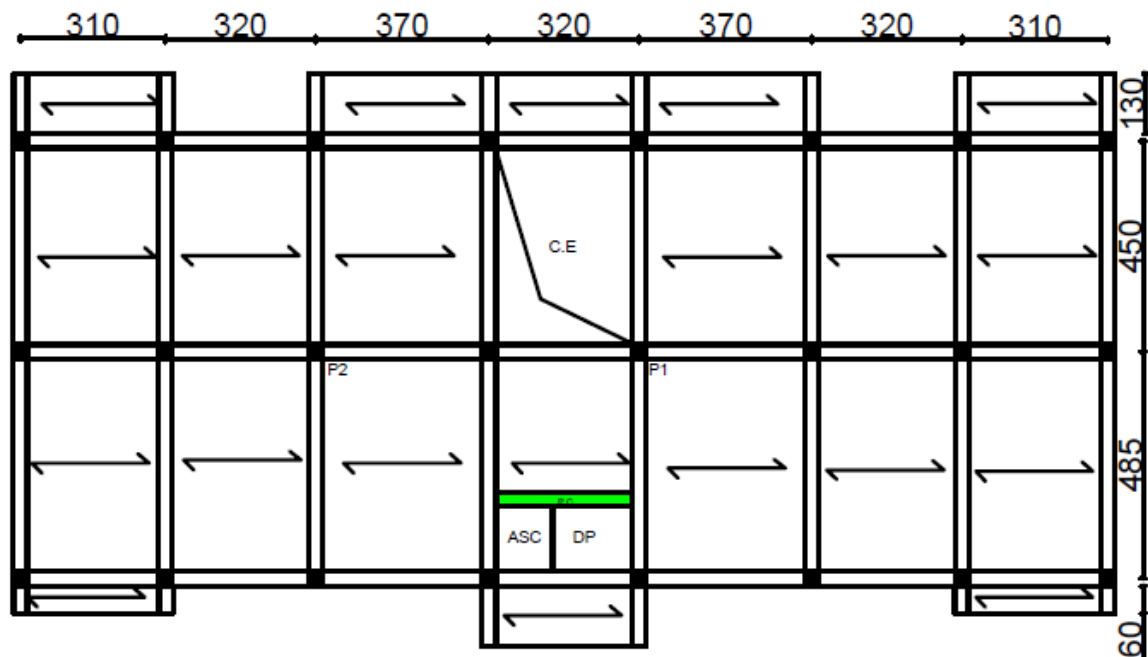


Figure III.1 disposition des poutrelles

III.2.1.1.1. Méthode de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode de Caquot.

III.2.1.1.1.a. Méthode Forfaitaire :

- **Domaine d'application**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

- ❖ **Application de la méthode**

Evaluation des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g (moment en appuis gauche) et M_d (moment en appuis droit) doivent vérifier :

- a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$
- b. $M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée intermédiaire.
 $M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \rightarrow$ pour une travée de rive.
- c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à : $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Les diagrammes des moments qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

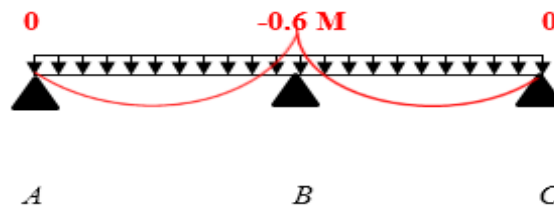


Figure III.2. Diagramme des moments à deux travées

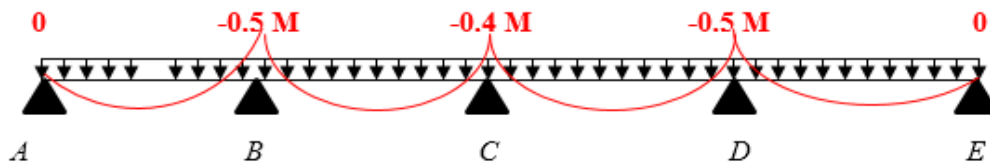


Figure III. 3 Diagrammes des moments à plusieurs travées

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)}$$

α : Les degrés de surcharge

❖ Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$-0.15M_0$ tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$.

Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- ✓ 15% si c'est une poutre à deux travées.
- ✓ 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

Les diagrammes des efforts tranchants qui peuvent en résulter sont illustrés sur les figures ci-après :

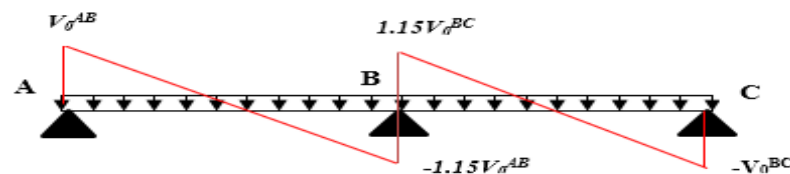


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants à deux travées

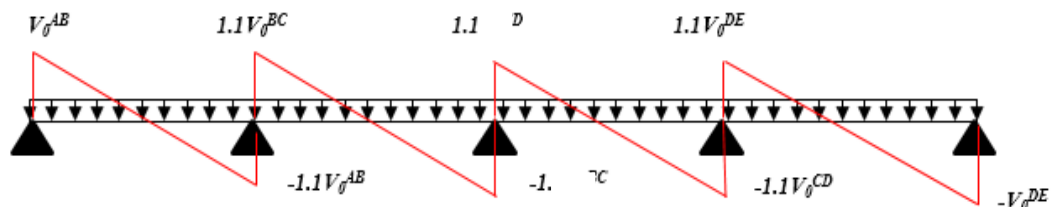


Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants à plusieurs travées

III.2.1.1.1.b. Méthode de CAQUOT (Art. 6.2.2.2)

❖ Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

❖ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

❖ **Moment en appuis :**

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

Tel que : $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M_0(x) = \left(\frac{q_u \times X}{2}\right) X(L - X)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \left(\frac{L}{2}\right) - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$X_0 = \frac{L_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times L_i}$$

$$M_{t \max} = M(X_0)$$

❖ **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{dM_t(x)}{dX} = q \times \left(\frac{L}{2}\right) - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

$$V_i = V_0 - \frac{M_g - M_d}{L} \text{ Avec : } V_0 = \mp \frac{q \times L}{2}$$

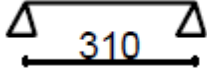
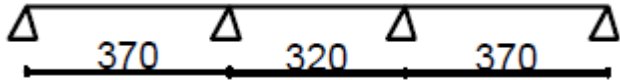
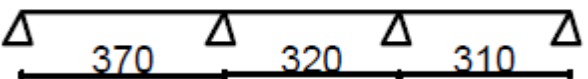
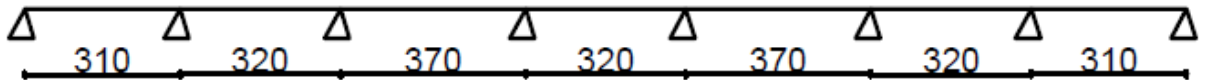
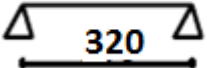
❖ **Remarque :**

La méthode de Caquot minorée s'applique pour les planchers a surcharge modérée dont la 2^{ème}, 3^{ème} ou 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite .avec cette méthode ,on calcule les moments sur appuis M_i de la même manière qu'avec la méthode de Caquot en remplaçant la charge permanente du plancher par : $G' = \frac{2G}{3}$.

Pour le calcul des moments en travée M_t et les efforts tranchants, on utilise directement G.

❖ Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
T1	
T2	
T3	
T4	
T5	

❖ Les différentes charges sur les poutrelles

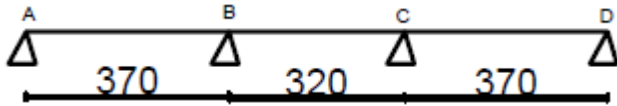
Tableau III.2 : Les différentes charges sur les poutrelles

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35 G+1.5Q		ELS G+Q	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN /m) 0.65×q _u	q _s (KN /m ²)	P _s (KN /m) 0.65×q _s
Habitation	5.06	1.5	9.081	5.90	6.56	4.26
Terrasse inaccessible	6.28	1	9.98	6,48	7,28	4,732

❖ Exemple de calcul :

Application de la méthode forfaitaire pour le troisième type du plancher à usage habitation :

Etude d'une poutrelle en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2).



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

Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$) :

$\rightarrow Q = 1.5\text{KN}/\text{m}^2 \leq \min(2 \times 5.06, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ condition vérifiée.

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$:

$\rightarrow 0.8 \leq \frac{3.7}{3.2} \leq 1.25$ condition vérifiée.

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....condition vérifiée.

Fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

❖ calcul des sollicitations :

À l'ELU :

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$$p_u = 5.90 \text{ KN}/\text{m}^2$$

À l'ELS :

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

$$P_s = 4.26 \text{ KN}/\text{m}^2$$

❖ Calcul des moments isostatique :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$M_{AB}^0 = \frac{5.90 \times 3.70^2}{8} = 10.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{5.90 \times 3.2^2}{8} = 7.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^0 = (5.90 * 3.7^2)/8 = 10.09 \text{ KN. m}$$

À l'ELS :

$$M_{AB}^0 = \frac{4.26 \times 3.7^2}{8} = 7.28 \text{ KN. m}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{4,26 \times 3,2^2}{8} = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^0 = \frac{4.26 * 3.7^2}{8} = 7.28 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

❖ **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

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

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}, \quad L = \max(L_{AB}, L_{CD}) = 3.7\text{m}$$

ELU: $M_A^U = M_D^U = -1.51 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_D^S = -1.092 \text{ KN.m}$

❖ **Appuis intermédiaires:**

ELU:

$$M_B^U = M_C^U = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,5 \times 10.09 = -5.045 \text{ kN.m}$$

ELS:

$$M_B^S = M_C^S = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0,5 \times 7.28 = -3.64 \text{ kN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

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

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,06 + 1,5} = 0,228$$

$$\begin{cases} (1+0.3 \alpha) = 1+0,3 \times 0,23 = 1.069 \\ 1,2 + 0,3 \alpha = 1,2 + 0,3 \times 0,23 / 2 = 0.6345 \\ [1+0.3 \times 0.23 / 2] = 0.5345 \end{cases}$$

❖ **ELU :**• **Travée(AB) :**

$$M_t + \frac{Ma + Mb}{2} \geq \text{Max}[1.069 \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_{tAB} \geq 8.26 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq 6.40 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_{tAB} = 8.26 \text{ kN.m}$$

• **Travée(BC) :**

$$M_{tBC} \geq 3.02 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{tBC} \geq 4.035 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_{tBC} = 4.035 \text{ kN.m}$$

• **Travée(CD) :**

$$M_t + \frac{Mc + Md}{2} \geq \text{Max}[1.069 \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_{tCD} \geq 8.26 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{tCD} \geq 6.40 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_{tCD} = 8.26 \text{ kN.m}$$

❖ **ELS :**• **Travée(AB) :**

$$M_t + \frac{Ma + Mb}{2} \geq \text{Max}[1.069 \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_{tAB} \geq 5.96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{tAB} \geq 4.61 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_{tAB} = 5.96 \text{ kN.m}$$

• **Travée(BC) :**

$$M_{tBC} \geq 4 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{tBC} \geq 2.91 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_{tBC} = 4 \text{ kN.m}$$

- **Travée(CD) :**

$$M_t + \frac{M_c + M_d}{2} \geq \text{Max}[1.069 \times M_0; 1.05 \times M_0]$$

$$M_{tCD} \geq 5.96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{tCD} \geq 4.61 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

Donc : $M_{tCD} = 5.96 \text{ kN.m}$

❖ **Evaluation des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

$$V_0 = \frac{P_U \times L}{2}$$

- **Travée(AB) :**

$$V_A = 5.9 \times \frac{3.7}{2} = 10.91 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times 5.90 \times \frac{3.7}{2} = -12 \text{ KN}$$

- **Travée(BC) :**

$$V_B = 1.1 \times 5.90 \times \frac{3.2}{2} = 10.38 \text{ KN}$$

$$V_C = -9.44 \text{ KN}$$

- **Travée(CD) :**

$$V_C = -1.1 \times 5.90 \times \frac{3.7}{2} = 12 \text{ KN}$$

$$V_D = 5.9 \times \frac{3.7}{2} = -10.91 \text{ KN}$$

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

❖ **Plancher habitation**

Tableau III.3:Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 1	/	-1.06	7.09	9.15	/	-0.77	5.12
Type 2	-5.05	-1.51	8.26	12.01	-3.64	-1.092	5.96
Type 3	-5.05	-1.51	8.26	12.01	-3.64	-1.092	5.96
Type 4	-3.78	-1.52	6.76	10.92	-2.73	-1.10	4.88

❖ Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.4:Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
Type 1	/	-1.17	7.78	10.04	/	-0.85	5.68
Type2	-5.55	-1.66	8.86	13.86	-4.05	-1.215	6.48
Type3	-5.55	-1.66	8.86	13.86	-4.05	-1.215	6.48
Type4	-4.15	-1.17	7.21	12	-3.02	-0.85	5.26
Type5	/	-1.24	8.29	13.26	/	-0.7	6.05

III.2.1.2. Ferrailage des poutrelles:

❖ Exemple de calcul :

Plancher terrasse inaccessible poutrelle Type 2

❖ Sollicitation maximales :

Elu:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 8.86 \text{ KN. m} \\ M_a^{\text{int}} = -5.55 \text{ KN. m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.66 \text{ KN. m} \\ V_{\text{max}} = -13.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 6.48 \text{ KN. m} \\ M_a^{\text{int}} = -4.05 \text{ KN. m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.215 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des armatures en travée :

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

❖ **Remarque :**

Dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche sont fait pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **3.7 m**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times (0,18 - 0,02) \\ M_{tu} = 0.0591 MN.m \end{cases}$$

$M_{tu} > M_t = 0.00886 MN.m \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t * b$) : (20 cm * 65 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.86 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.03$$

$0.03 < 0,186 \Rightarrow$ pivot A

$$\mu_{bu} = 0.03 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.038)) = 0.177$$

$$A_s \geq \frac{M_{max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{8.86 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s = 1.44 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ On ferraille avec A_s

❖ **Ferrailage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions b_0 et h ($0.1 * 0.20$) m^2 .

❖ **Ferraillage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^{\text{inter}} = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\max}^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{5.55 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.121 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.121 \text{ MPa} < 0.186 \text{ MPa} \quad \text{PIVOT A}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.03 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 0.162$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 \times 0.162)) = 0.168 \text{ m}$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{\text{st}}} = \frac{5.55 \times 10^{-3}}{0.168 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.95 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s = 0.95 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$ On ferraille avec A_s

❖ **Ferraillage de l'appui de rive :**

$$M_{\max}^{\text{rive}} = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{1.66 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.036 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.036 \text{ MPa} < 0.186 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.046 \quad z = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s^{\text{rive}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{z \times 348} = \frac{1.66 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_S = 0.27 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$ On ferraille avec A_S

❖ **Choix des barres**

- **En travée :** $A_S = 1,44 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 + 2HA8 = 1,80 cm2
- **En appui intermédiaire :** $A_S = 0,95 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10+1HA8 = 1,29 cm2
- **En appui de rive :** $A_S = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 1HA10 = 0,79 cm2

❖ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_1 = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

III.2.1.3. Vérifications à ELU :

❖ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec: } \overline{\tau_u} = \min [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 13.86 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.86 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.77 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions

Qui suivent:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 130,28 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

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

❖ **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(13,86 \times 10^{-3} - \frac{5,55 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -0,586 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

❖ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \quad \text{Avec : } A_l \geq 0,398 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1HA10 + 1HA8 + 1HA10 + 1HA10 = 3,88 \text{ cm}^2 > 0,398 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Vérification de la bielle**

$$\boxed{V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min[0,9 d, \text{ largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

$$\underline{A.N} : a = \min[16,2 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 16,2 \text{ cm.}$$

$$V_u = 13,86 \text{ KN} \leq 108,135 \text{ KN}$$

Commentaire: La bielle est vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:**

$$\tau_{1u} = b_1 \times V_u / 0,9 \times b \times h_0 \times d \leq \tau = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } b_1 = b - b_0 / 2 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_{1u} = 1,06 \text{ MPa} < \tau = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

III.2.1.4. Vérification a ELS

- ❖ Vérification des contraintes
- ❖ En travée
- ✓ position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 142 \text{ cm}^3 > 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 282 \quad \Rightarrow \quad y = 3,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,5)^3}{3} + 15 \times 1,8(18 - 3,5)^2$$

$$I = 6605,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,48 \times 10^{-3}}{6605,7 \times 10^{-8}} \times 3,5 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,43 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ❖ En appui intermédiaire

- ✓ Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -132,1 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

- ✓ Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 5 y^2 + 19,35 y - 348,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 85.67 \Rightarrow y = 6,632\text{cm}$$

$$I = 8820.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{8820.74 \times 10^{-8}} \times 6.632 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.045 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.1.5. Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 3,7 \text{ m} ; M_{0s} = 8,09 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 6.48 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,819 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} > 19,12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

or $A = 1,80 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

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

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,819 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,819 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,819 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 5,72 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4,55 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 6,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec: $j = G - \text{Grevêtement} = 5 \text{ KN. m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients λ , μ**

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 4,27 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,71 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{1,80}{10 \times 18} = 1 \%$$

✓ **Calcul des σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 188.33 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 149.81 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 218.79 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 6605,7 \text{ cm}^4 \\ y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,618$$

$$\mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,544$$

$$\mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,661$$

❖ **calcul des moments d'inertie fissures**

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

$$v = 0,0654 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où, $I_0 = 17434,81 \text{ cm}^4$

❖ **calcul des moments d'inertie fissures et des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5270,41 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 5771,59 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5017,25 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 9324,42 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 7,76 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,32 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 5,57 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 4,57 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,44 \text{ mm} < \bar{f} = 7,4 \text{ mm} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée

III.2.1.6. Vérification a ELU

Tableau III 5: Vérification a ELU

Niveau	Cisaillement $\tau_u < \tau$ (MPA)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm) \geq$		Bielle $Vu \leq$ $0.267 * b_0 * f_{c28}$ (KN)	Jonct ion $\tau_u < \tau$ (KN)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} Vu$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (Vu + \frac{Mu^{inter}}{0.9 d})$		
Etage courant	0.67 < 3.33	2.59 > 0.35	-0.061 < 3.6	12.01 < 108.135	0.78 < 3.33
Terrasse inaccessible	0.77 < 3.33	2.59 > 0.398	-0.586 < 3.6	13.86 < 108.135	0.9 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- ❖ Vérification a ELS
- ❖ Plancher terrasse inaccessible

**Tableau III.6 : Vérification de l'état limite de compression de béton
plancher terrasse inaccessible**

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	6.48	1.8	3.5	6605.7	3.43	15	Vérifiée
En appui	-4.05	1.29	6.632	8820.74	3.045	15	Vérifiée

❖ **Plancher étage courant**

**Tableau III.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton plancher étage
courant**

Localisation	M_{ser} (Kn.m)	A_s (Cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	5.96	1.8	3.5	6605.7	3.15	15	Vérifiée
En appui	-3.64	1.29	6.632	8820.74	2.73	15	Vérifiée

III.2.1.7. Vérification de la flèche a ELS

❖ **Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible :**

Tableau III.8 : Vérifications de la fléché pour plancher terrasse inaccessible

Y (cm)	I (cm ⁴)	I_o (cm ⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
3.5	6605.7	17434.81	3.32	4.57	5.57	7.76	5.44	7.4

❖ **Vérifications de la fléché pour plancher étage courant:**

Tableau III.9: Vérifications de la flèche pour plancher étage courant

Y (cm)	I (cm ⁴)	I_o (cm ⁴)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
3.5	6605.7	17434.81	2.26	3.39	6.40	5.88	6.64	7.4

III.2.1.8.Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.10 : ferrailage des poutrelles

Plancher	Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
<i>Etage courant +terrasse inaccessible</i>			

III.2.1.9.Ferrailage de dalle de compression : CBA (Art B.6.8.2.3)

❖ **Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :**

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

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

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

A.N:

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

❖ **Barres parallèle (⊥) aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N:

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

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

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

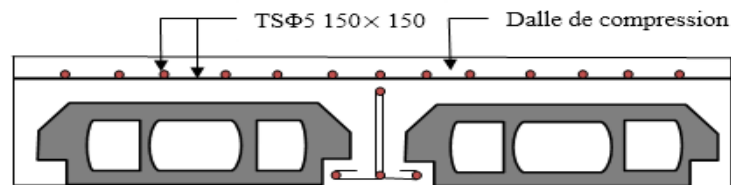


Figure III.6 : schéma ferrailage de dalle de compression

III.2.2. Planchers à dalles pleines

- ❖ Panneau DP1 : C'est une dalle sur quatre appuis perpendiculaires d'épaisseur $e = 13 \text{ cm}$. Elle est illustrée sur la figure suivante :

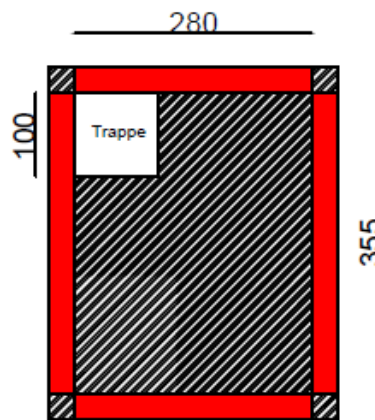


Figure III .7 : Dalle sur quatre appuis panneau Dp1

$$\begin{cases} L_x = 2.8 \text{ m} \\ L_y = 3.55 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{2.8}{3.55} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{dalle travaille dans les deux sens}$$

- ❖ Calcul des moments

- En travée :

$$\text{Elu: } \begin{cases} M_0^X = \mu_X \times P_U \times L_x \\ M_0^Y = \mu_Y \times M_0^X \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{P_u} = 1.35G + 1.5Q \\ \mathbf{P_u} = 1.35(5.26) + 1.5(2.5) = 10.851 \text{ KN/m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{P_s} = G + Q \\ \mathbf{P_s} = 5.26 + 2.5 = 7.76 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

D'après le tableau de l'annexe (1) on a : **ELU** : $\rho = 0.78$ $\mu_x = 0.0584$ et $\mu_y = 0.5608$

$$\mathbf{ELS} : \rho = 0.78 \quad \mu_x = 0.065 \text{ et } \mu_y = 0.6841$$

Donc :

$$\mathbf{ELU} : \quad \mathbf{M_0^x} = 0.0584 \times 10.851 \times 2.8^2 = 4.96 \text{ KN.m} \quad \mathbf{M_0^y} = 0.5608 \times 4.96 = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{ELS} : \quad \mathbf{M_0^x} = 0.065 \times 7.76 \times 2.8^2 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_0^y} = 3.95 \times 0.6841 = 2.70 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments corrigés :**

En travée

$$\mathbf{ELU} : \quad \mathbf{M_t^x} = 0.75 \times \mathbf{M_0^x} = 0.75 \times 4.96 = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_t^y} = 0.85 \times \mathbf{M_0^y} = 0.85 \times 2.78 = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{ELS} \quad \mathbf{M_t^x} = 0.75 \times 3.95 = 2.96 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_t^y} = 0.85 \times 2.7 = 2.29 \text{ KN.m}$$

En appuis de rive

$$\mathbf{ELU} : \quad \mathbf{M_a^x} = \mathbf{M_a^y} = -0.5 \times \mathbf{M_0^x} = -0.5 \times 4.96 = -2.48 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{ELS} : \quad \mathbf{M_a^x} = \mathbf{M_a^y} = -0.5 \times \mathbf{M_0^x} = -0.5 \times 3.95 = -1.975 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera à la flexion simple d'une section de 2.8 m et d'épaisseur $e = 13$ cm les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.11 : Ferraillage de panneau DP1 en appuis et en travée

En travée						$A_{\text{adopté}}$ (cm^2/ml)
Sens	M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{min} (cm^2/ml)	

x-x	3.72	0.0191	0.9225	0.1158	1.15	3HA10 = 2.36cm²
y-y	2.36	0.0121	0.5836	0.1162	1.04	3HA10 = 2.36cm²
En appuis						
x-x/y-y	-2.48	0.0127	0.6130	0.1162	1.15	3HA10 = 2.36cm²

❖ **Espacement des barres**

Sens x-x : on opte pour $S_t = 33\text{cm} < \min(3e, 33\text{cm})$

Sens y-y : on opte pour $S_t = 33\text{cm} < \min(4e, 45\text{cm})$

❖ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0,07f_c28}{\gamma b} = 1.16\text{MPa}$$

$$V_{ux} = (P_u \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 10.95\text{KN}$$

$$V_{uy} = (P_u \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 5.37\text{KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{10.95}{1 \times 0.117} \times 10^{-3} = 0.093\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{5.37}{1 \times 0.117} \times 10^{-3} = 0.045\text{MPa} < 1.16\text{MPa}$$

❖ **Vérification des contraintes**

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

❖ **En travée**

Tableau III .12 : Vérification des contraintes en travée

Sens	M_t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	2.96	2.36	0.0254	3516.49	2.14	15	Vérifiée

y-y	2.36	2.36	0.0254	3516.49	1.70	15	vérifiée	
-----	------	------	--------	---------	------	----	-----------------	--

❖ **En appuis**

Tableau III .13 : Vérification des contraintes en appuis

Sens	M _a (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(m ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (MPa)	Observation
x-x/y-y	-1.975	2.36	0.0254	3516.49	1.43	15	Vérifiée

❖ **Vérification à l'état limite de déformation**

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

Sens x_x

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$e = 13\text{cm} > \max[(0.0375, 0.0374)L_x] = 10.5\text{cm}$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 2.36 \leq 5.85$ Condition vérifiée.

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

Sens y_y

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

$e = 13\text{cm} \leq \max[(0.0375, 0.0424)L_x] = 15.05\text{cm}$ Condition non vérifiée.

$A_t^x = 2.36 \leq 5.85$ Condition vérifiée.

Commentaire : Le calcul de la flèche est nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5\text{m}. \\ 0.5\text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5\text{m}. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{array} \right.$$

f_{gv} Et f_{gi} : Les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

f_{ji} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{pi} : La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

J : La charge permanente au moment de la mise des cloisons.

g : La charge permanente après la mise des cloisons.

p : La somme des charges permanentes et charges d'exploitation.[3]

❖ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} j = 3.9 \text{ KN/m}^2 \\ g = 5.26 \text{ KN/m}^2 \\ p = 7.76 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Vérification de la flèche panneau DP1

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
0.88	0.21	0.43	0.29	0.81	7.1	Vérifiée

On remarque bien que $\Delta f < f_{adm}$, La flèche est donc vérifiée

❖ **ferraillage panneau Dp1**

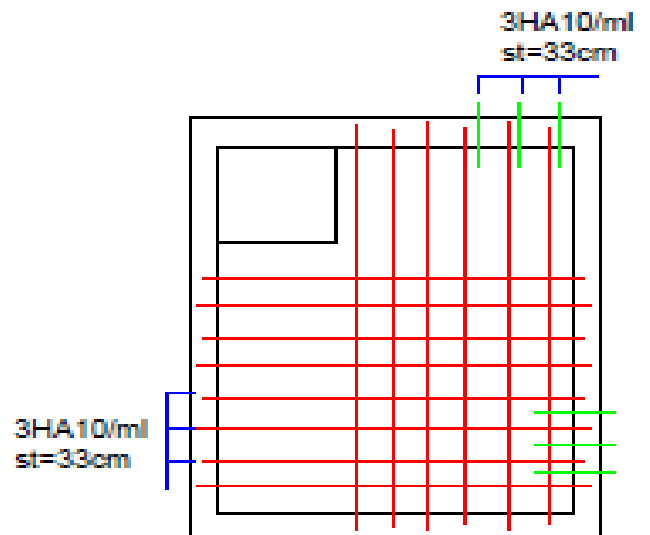


Figure III .8 : schéma de ferraillage panneauDp1

❖ **Dalle sur deux appuis**

Panneau DP2 C'est une dalle sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur $e = 13$ cm. Elle est illustrée sur la figure suivante :

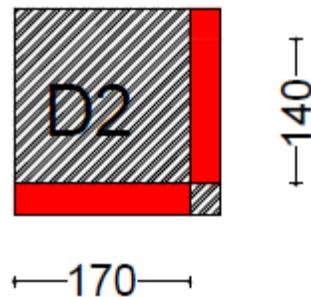


Figure III .9 : Dalle sur deux appuis panneau Dp2

$$\begin{cases} L_x = 1.4 \text{ m} \\ L_y = 1.7 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{1.4}{1.7} = 0.82 > 0.4 \rightarrow \text{dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ Calcul des moments

En travée :

$$\text{Elu: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times L_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} P_u = 1.35G + 1.5Q \\ P_u = 1.35(5.26) + 1.5(2.5) = 10.851 \text{ KN/m} \end{cases} \begin{cases} P_s = G + Q \\ P_s = 5.26 + 2.5 = 7.76 \text{ KN/m} \end{cases}$$

D'après le tableau de l'annexe (1) on a : **ELU** : $\rho = 0.82$; $\mu_x = 0.0539$ et $\mu_y = 0.6313$

ELS : $\rho = 0.82$; $\mu_x = 0.0607$ et $\mu_y = 0.7381$

Donc :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0^x = 0.0539 \times 10.851 \times 1.4^2 = 1.15 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6313 \times 1.15 = 0.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_0^x = 0.0607 \times 7.76 \times 1.4^2 = 0.92 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.92 \times 0.7381 = 0.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments corrigés :

En travée

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 1.15 = 0.86 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 0.73 = 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } M_t^x = 0.75 \times 0.92 = 0.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 0.68 = 0.58 \text{ KN.m}$$

En appuis de rive

$$\text{ELU: } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 1.15 = -0.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.5 \times 0.92 = -0.46 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple d'une section de 1.4 m et d'épaisseur $e = 13$ cm les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III .15: Ferrailage de panneau DP2 en appuis et en travée

En travée						
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{\min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
x-x	0.86	0.00442	0.21	0.116	1.14	3HA10 = 2.36cm²
y-y	0.62	0.00319	0.15	0.117	1.04	3HA10 = 2.36cm²
En appuis						
x-x/y-y	0.58	0.00298	0.14	0.117	1.14	3HA10 = 2.36cm²

❖ Espacement des barres

Sens x-x : on opte pour $S_t = 33 \text{ cm} < \min(3e, 33 \text{ cm})$

Sens y-y : on opte pour $S_t = 33 \text{ cm} < \min(4e, 45 \text{ cm})$

❖ Vérification à l'effort tranchant

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

$$V_{ux} = (P_u \times L_x / 2) \times L_y^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{ux} = 10.95 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = (P_u \times L_y / 2) \times L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4) \Rightarrow V_{uy} = 5.37 \text{ KN}$$

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{10.95}{1 \times 0.117} \times 10^{-3} = 0.093 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{5.37}{1 \times 0.117} \times 10^{-3} = 0.045 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa}$$

Donc: les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

❖ **Vérification des contraintes**

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

❖ **En travée**

Tableau III .16 : Vérification des contraintes en travée

Sens	M _t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (MPa)	Observat ion
x-x	0.69	2.36	0.0254	3516.49	0.48	15	Vérifiée
y-y	0.58	2.36	0.0254	3516.49	0.42	15	vérifiée

❖ **En appuis**

Tableau III .17: Vérification des contraintes en appuis

Sens	M _a (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(m ⁴)	σ _b (M pa)	σ̄ _b (MPa)	Observat ion
x-x/y-y	-0.46	2.36	0.0254	3516.49	0.33	15	Vérifiée

❖ **Vérification à l'état limite de déformation**

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

Sens x_x

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

$e = 13 \text{cm} > \max[(0.0375, 0.0375)L_x] = 5.25 \text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 2.36 \leq 5.85 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

Sens y_y

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

$e = 13\text{cm} \geq \max[(0.0375, 0.0426)L_x] = 7.2\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 2.36 \leq 5.85 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

❖ **Ferraillage dalle sur deux appuis panneau Dp2**

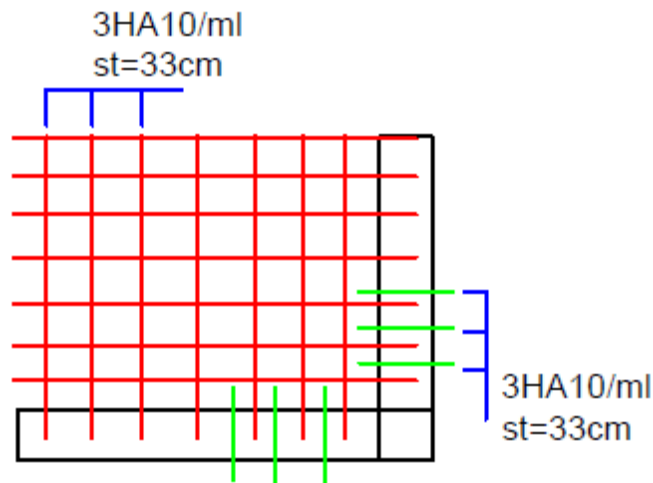


Figure III .10 : Schéma de ferraillage panneau Dp2

❖ **Dalle sur deux appuis**

Panneau DP3 C'est une dalle sur deux appuis perpendiculaires d'épaisseur $e = 13\text{ cm}$. Elle est illustrée sur la figure suivante :

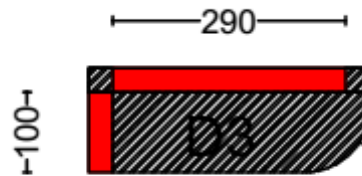


Figure III .11 : Dalle sur deux appuis panneau Dp3

❖ Evaluation des charges

$$G = 4.77 \text{ kn/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.69 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : q_s = G + Q = 8.27 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.69 \text{ kn/ml} ; q_s = G + Q = 8.27 \text{ kn/ml}$$

$\begin{cases} L_x = 1 \text{ m} \\ L_y = 2.9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.34 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

❖ Calcul des sollicitations

$$M_u^{max} = -\frac{q_u \times L_x^2}{2} = -5.84 \text{ kn.m}$$

$$M_s^{max} = -\frac{q_s \times L_x^2}{2} = -4.13 \text{ kn.m}$$

$$V_u^{max} = q_u \times L = 11.69 \text{ kn}$$

❖ Calcul de la section d'armature

Sens principale : Résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis

Tableau III .18: Ferrailage de panneau DP3

M_u^x (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_t^x (cm ² /ml)
5.84	0.030	0.038	0.115	1.46

❖ Condition de non fragilité

On a $\begin{cases} \rho < 0.4 \\ e > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 13 = 1.04 \text{ cm}^2 < A_t^x$

❖ Le choix des barres

Sens principale // L_x : $A_t^x = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/ml$

$S_t = 33 \text{ cm} \leq \min[3e; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = 0.099 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de mettre A_t dans la dalle.

❖ Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes

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

Tableau III .19: Vérification des contraintes

M_t (KN.m)	A (cm ² /ml)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
4.38	2.36	0.0254	3516.49	3.29	15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

✓ $\frac{e}{l} = 0.13 > \frac{M_t}{20M_0} = 0.05 \dots\dots\dots$ Vérifiée

✓ $\frac{A}{b \times d} = 0.0020 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots$ Vérifiée

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

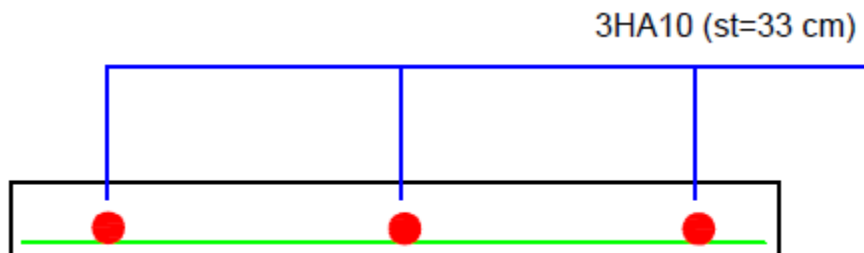


Figure III .12 : Schéma de ferrailage panneau Dp3

III.3. Etude de l'acrotère

III.3.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ La fissuration est considéré préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée
- ✓ Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure avec

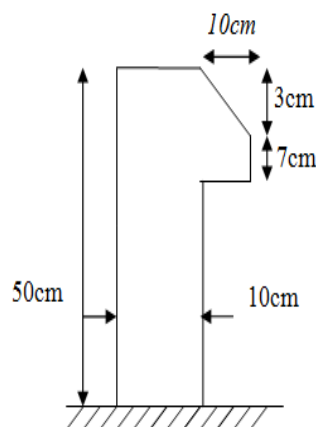


Figure III.13 : Schéma de L'acrotère

III.3.2. Evaluation des charges

- ❖ Poids propre et la surcharge d'exploitation

Tableau III.20 : surcharge d'exploitation l'acrotère

Surface (m ²)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0585	1.86	1

- ❖ La force sismique

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,

A= 0.15).

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.86 = 0.8928 \text{ KN}$

❖ **Calcul des sollicitations**

❖ **calcul du centre du centre de gravité**

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

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

$$x_c = 0,0550m$$

$$y_c = 0,2444m$$

❖ **L'acrotère est soumis à:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h \quad M_Q = 1 \times 0.5 = 0.50 \text{ KN.m} \quad \implies \quad M_Q = 0.50 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c \quad M_{Fp} = 0.8928 \times 0.2444 = 0.218 \text{ KN.m} \quad \implies \quad M_{Fp} = 0.218 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

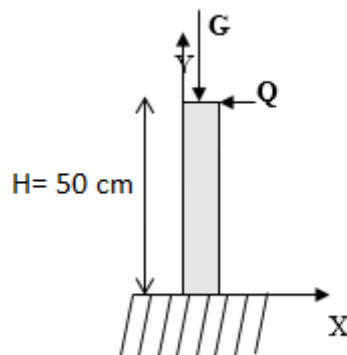


Figure III .14 : Les sollicitations sur L'acrotère

❖ **Différentes combinaisons à utiliser**

Tableau III.21 : les différentes combinaisons à utiliser

Différentes combinaisons à utiliser			
Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35×G + 1,5×Q	G+Q

N (KN)	1.86	2.51	1.86
M (KN)	0.718	0.75	0.5

III.3.4. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion composée

❖ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = M_U / N_U = 0.75 / 2.51 = 29.88 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{e_0} \right\} \implies e_0 > H/6$$

$$h/6 = 0.50 / 6 = 8.33 \text{ cm}$$

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

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

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

Avec :

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

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm} \cdot 50 / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 0.20 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

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

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.5} = 0 \implies e_2 = \frac{3 \times (2 \times 0.5)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.10} = 0.60 \text{ cm.}$$

D'où : $e = 29.88 + 0.60 + 2 = 32.48 \text{ cm}$

Les sollicitations deviennent alors :

$$N_u = 2.51 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.51 \times 0.3248 = 0.815 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul à L'ELU

On calcul les armatures à L'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à L'ELS

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

$$M_F = M_u + N_u (d - h/2) = 0.815 + 2.51 (0.08 - 0.10/2) = 0.8903 \text{ KN.m}$$

$$\implies M_F = 0.8903 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.8903 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0.0097 < \mu_l = 0.392 \text{ d'où : } A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0097}}{0.8} = 0,012$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,08 \times (1 - 0,4 \times 0,012) = 0,079$$

$$A_t = \frac{M_f}{z \times f_s} = \frac{0.8903 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,3238 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,3238 \times 10^{-4} - \frac{2.51 \times 10^{-3}}{348} = 0.2517 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

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

❖ Armature de répartition :

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

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

❖ L'espace :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = F_p + Q = 0.8903 + 1 = 1.8903 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.8903 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.024 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

❖ Calcul à l'ELS :

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

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 1.86 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.5 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HA (haute adhérence)}$$

❖ vérification des contraintes

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

❖ Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.5}{1.86} = 0,269 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{H}{2} = \frac{0.1}{2} = 0,05 \text{ m} \text{ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort}$$

normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

❖ Position du centre de poussée

$$C = d - e_G \Rightarrow C = 0.08 - 0.269 = -0.189 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

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

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

$$\begin{cases} P = -3 \times -0.189^2 + (0.08 + 0.189) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.102 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times -0.189^3 + (0.08 + 189)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0122 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -9. \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 165,93^\circ, \quad a = 0,37$$

$$Y_1 = 21 \text{ cm}; \quad Y_2 = -36.87 \text{ cm}; \quad Y_3 = 9 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < H = 15 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 19 \text{ cm} \Rightarrow Y_1 + C = 2.1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$Y_2 = -30 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 + C = -55.77 \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

$$Y_3 = 11.04 \text{ cm} \Rightarrow Y_3 + C = -9.9 \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

Donc on choisit $Y_c = 21 \text{ cm} \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 2.1 \text{ cm}$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 4.26 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{\text{Ser}}}{\mu_t} y = 0.091 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{\text{Ser}}}{\mu_t} (d - y) = 38.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

❖ Schéma de ferrailage

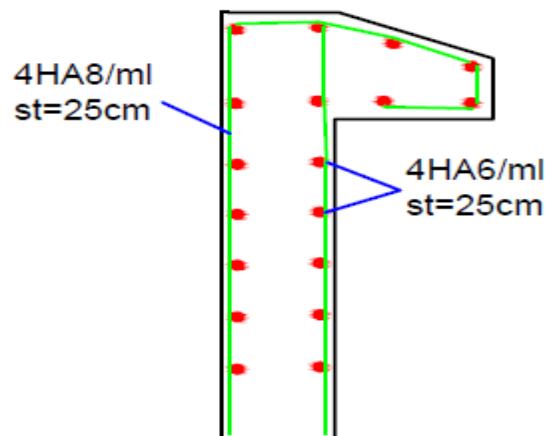


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de L'acrotère

III.4. Etude de l'ascenseur

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

III.4.1. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

❖ Nombre de passagers :

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

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

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

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

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

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

$F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

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

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

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

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

On a: $L_x = 120 \text{ cm}$, $L_y = 140 \text{ cm} \Rightarrow S = 1.2 \times 1.4 = 1.68 \text{ m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=13cm**.

❖ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 \times 0.13 = 3.25 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

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

$$G' = G_1 + G_2 = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.68} = 60.71 \text{ KN/m}^2$$

$G_{\text{total}} = G + G' = 4.5 + 60.71 = 65.21 \text{ KN/m}^2$ Et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.4.2. Cas de charge répartie

❖ A l'ELU :

❖ Calcul les sollicitations :

$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 65.21 + 1.5 \times 1 = 89.53 \text{ KN}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0.0506 \\ \alpha_y = 0.6864 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe (1)}$$

❖ Calcul les sollicitations à ELU :

$M_x^0 = \alpha_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0506 \times 89.53 \times 1.2^2 = 6.52 \text{ KN.m}$

$M_y^0 = \alpha_y \times M_x^0 = 0.6864 \times 6.52 = 4.47 \text{ KN.m}$

❖ Calcul les moments réels :

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 6.52 = 5.54 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 4.47 = 3.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -0.5 \times 6.52 = -3.26 \text{ KN.m}$

❖ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 13cm d'épaisseur à la flexion simple

Le diamètre des barres utilisé doit être : $\varphi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varphi = \frac{18}{10} = 1.8\text{cm}$

Tableau III.22 : Ferrailage de la dalle d’ascenseur cas charge répartie

	Sens	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	5.54	0,015	0,018	0,155	1.02
	Selon y	3.79	0,010	0,0125	0,161	0.68
En appuis	Selon x-y	-3.26	0.0087	0,011	0,161	0,58

❖ **Vérification à l’ELU:**

❖ **Condition de non fragilité :**

En travée :

On a des HAf_cE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 18\text{ cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0,85$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,85 \\ e = 18\text{ cm} > 12\text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.85}{2}\right) \times 100 \times 18$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.54\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 18 = 1.44\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 1.02\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1.54\text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 0.68\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1.44\text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{on ferraille avec } A_x^{\min} \\ \text{on ferraille avec } A_y^{\min} \end{array}$$

$$A_t^y = 0.68\text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.255\text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.58\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,54\text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a^y = 0.58\text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,44\text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{array}$$

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

Tableau III .23 : Les sections d’armatures adoptées en travée et en appuis

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

❖ **Espacement des armatures:**

$$\text{Armatures} \parallel L_x \Rightarrow St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures $\parallel Ly \Rightarrow St=25cm \leq \min(4e, 45cm)=45cm$

❖ Effort tranchant :

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

$$\rho = 0,85 > 0.4 \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{I_y^4}{I_x^4 + I_y^4} = 34.88 \text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{I_x^4}{I_x^4 + I_y^4} = 21.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{34.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.117} = 0.30MPa \leq \tau_{adm} = 1.25MPa$ Condition vérifiée.

❖ Vérification à l'ELS:

$q_s = G_{total} + Q = 65.21 + 1 = 66.21 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$\rho = 0,85 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \alpha_x = 0.0576 \\ \alpha_y = 0.7794 \end{cases}$ Annexe (1)

Calcul les moments :

$M_x^{0S} = \alpha_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0576 \times 66.21 \times 1.2^2 = 5.49 \text{ KN.m}$

$M_y^{0S} = \alpha_y \times M_x^0 = 0.7794 \times 5,49 = 4.28 \text{ KN.m}$

Calcul les moments réels :

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^{0S} = 4.66 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^{0S} = 3.63 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.5 \times M_x^{0S} = -2.24 \text{ KN.m}$

❖ Vérification des contraintes

Tableau III.24 : Vérification de la contrainte dans le béton

	Sens	M_{ser} [kn. m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	4,66	2,01	2.83	6145.03	2.15	15	Vérifiée
	y-y	3.63	2,01	2.83	6145.03	1.67	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-2,24	2,01	2.83	6145.03	1.03	15	Vérifiée

❖ Schéma de ferrailage

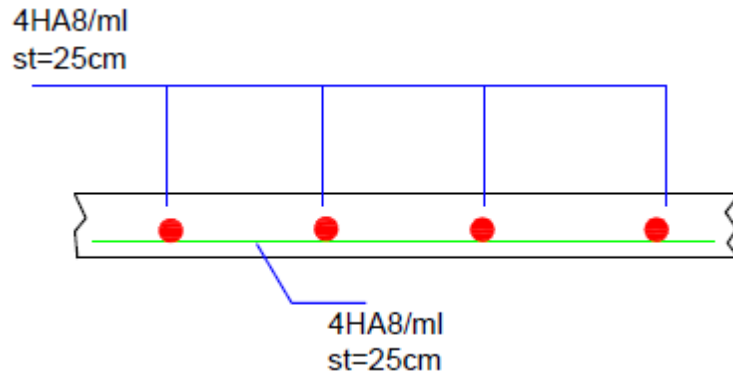


Figure III.16 : Ferrailage de la dalle cas charge répartie

III.4.3. Cas d’une charge concentrée :

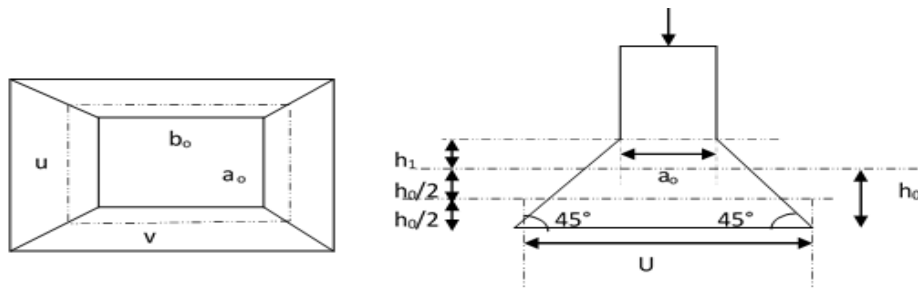
La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

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

$u \times v$: Surface d’impact.

a_0 et u : dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y



❖ Calcule du rectangle d’impact :

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

Avec :

$h_1 = 5\text{cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 13\text{cm}$: Épaisseur de dalle.

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

$$\begin{cases} u = 80 + 13 + 2 \times 1 \times 5 = 1,03\text{m} \\ v = 80 + 13 + 2 \times 1 \times 5 = 1,03\text{m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

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

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

$$M_1 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_x} = \frac{1,03}{1,2} = 0,858 \text{ et } \rho = 0,85$$

$$M_2 \text{ est en fonction de } \frac{u}{L_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{L_y} = \frac{1,03}{1,4} = 0,736 \text{ et } \rho = 0,85$$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1 = 0,058 \text{ kn.m}$ et $M_2 = 0,047 \text{ kn.m}$

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

On a :

$$G = D_m + P_m + P_{per} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ kn}$$

$$q_u = 1,35G = 139,455 \text{ kn}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139,455 \times 0,058 = 8,08 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139,455 \times 0,047 = 6,55 \text{ kn.m} \end{cases}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,5 + 1,5 \times 1 = 7,57 \text{ kn}$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,056 \times 7,57 \times 1,2^2 = 0,61 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \times q_u \times l_y^2 = 0,6864 \times 0,61 = 0,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x^0 = M_{x1} + M_{x2} = 8,08 + 0,61 = 8,68 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = M_{y1} + M_{y2} = 6,55 + 0,42 = 6,97 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments réels :**

$$\text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x^0 = 7,38 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y^0 = 5,92 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0,5 \times M_x^0 = -4,34 \text{ kn.m}$$

❖ Calcul de ferrailage

Les résultats obtenus sont représentée dans le tableau suivant

Tableau III .25 : Ferrailage de la dalle cas charge concentrée

	Sens	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Selon x	7.38	0.019	0.023	0.160	1.33
	Selon y	5.92	0.016	0.020	0,160	1.06
En appuis	Selon x-y	-4.34	0.012	0.015	0,161	0.77

❖ Vérification à l'ELU:

❖ Condition de non fragilité :

En travée :

On a des HAf_cE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 18 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,85$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,85 \\ e = 18 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.85}{2} \right) \times 100 \times 18$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 18 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_x^{\min} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 1.06 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y^{\min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_t^y = 1.06 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.332 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{\min} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_x^{\min} \\ A_a^y = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on feraille avec } A_y^{\min} \end{array} \right.$$

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

Tableau III.26 : Les sections d'armatures adoptées en travée et en appuis

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

❖ Espacement des armatures :

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

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

❖ **Vérification au poinçonnement :**

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

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

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

$$Q_u = q_u = 139,455 \text{ KN} < 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.12 \times 0,18 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$= 556.2 \text{ KN}$$

$q_u = 139,455 \text{ KN} < 556.2 \text{ KN}$ Pas de risque de poinçonnement

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

On à:

$$u = v = 103 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{2u + v} = \frac{139.455}{3.09} = 45.13 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{45.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,162} = 0,278 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS:**

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

$$M_1 = 0.058 \text{ KN.m} \text{ Et } M_2 = 0.047 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = g = 103,3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1S} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103,3 \times (0.058 + 0.2 \times 0.047) = 6.96 \text{ KN.m} \\ M_{y1S} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103,3 \times (0.047 + 0.2 \times 0.058) = 6.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$Q_{ser} = G + Q = 5.5 \text{ kn/m}$$

$$ELS: \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

❖ **Calcul les moments :**

$$\begin{cases} M_{x2S} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0576 \times 5.5 \times 1,2^2 = 0.456 \text{ KN.m} \\ M_{y2S} = \mu_y \times M_{x2S} = 0.7794 \times 0.456 = 0.355 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Superposition des moments :
- ❖ Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{xS} = M_{x1S} + M_{x2S} = 6.96 + 0.456 = 7.416 \text{KN.m} \\ M_{yS} = M_{y1} + M_{y2S} = 6.05 + 0.355 = 6.405 \text{KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Calcul les moments réels :

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{txS} = 0.85 \times M_{xS} = 0.85 \times 7.416 = 6.30 \text{KN.m} \\ M_{tyS} = 0.85 \times M_{yS} = 0.85 \times 6.405 = 5.44 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 7.416 = -3.70 \text{KN.m}$$

- ❖ Vérification des contraintes

Les résultats obtenus sont représentée dans le tableau suivant

Tableau III.27 : Vérification de la contrainte dans le béton

	sens	M_{ser} [kn.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I cm ⁴	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
En travée	x-x	6.30	2.01	2.83	6145.03	2.9	15	Vérifiée
	y-y	5.44	2.01	2.83	6145.03	2.5	15	Vérifiée
En appuis	x-y	-3.70	2.01	2.83	6145.03	1.70	15	Vérifiée

- ❖ Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.18}{1.20} = 0.15 > \frac{3}{80} = 0,0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.18}{1.4} = 0.128 > \frac{3}{80} = 0,0375 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.18}{1.2} = 0,15 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0,042 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.18}{1.4} = 0,128 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0,042 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée}$$

- $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 16.2} = 1.24 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

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

- ❖ Schéma de ferrailage :

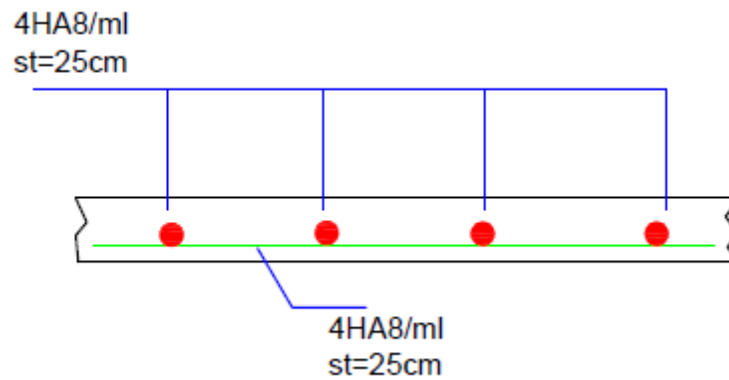


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la dalle cas charge concentrée

III.5. Étude des escaliers :

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

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

III.5.1. Étude de type d'escalier courant

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 18$, le calcul se fait pour une bonde de 1m.

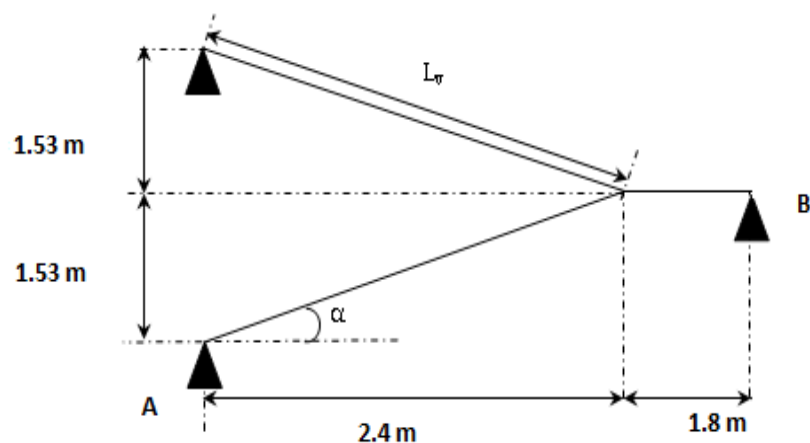


Figure III.18: Schéma d'escalier d'étage courant

Evaluation des charges✓ **Volée :**

$$G_{\text{volée}} = 8.51 \times 1 = 8.51 \text{ KN/ml}$$

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

✓ **Palier :**

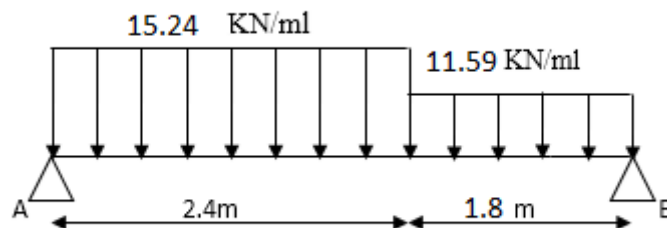
$$G_{\text{palier}} = 5.81 \times 1 = 5.81 \text{ KN/ml}$$

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

❖ **Combinaison des charges :**

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 15.24 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.59 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{L'ELS : } \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11.01 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8.31 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.1.1. Calcul des sollicitations :❖ **ELU**❖ **Les réactions d'appuis :****Figure III.19 : Schéma statique de l'escalier courant à L'ELU**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 15.24 \times (2.4) - 11.59 \times (1.8) = 0 \\ R_A + R_B = 57.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 15.24 \times (2.4) \times (3) + 11.59 \times (1.8) \times (0.9) - R_A \times (4.2) = 0 \\ R_A = 30.59 \text{ KN} \\ R_B = 26.85 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Les efforts internes :**

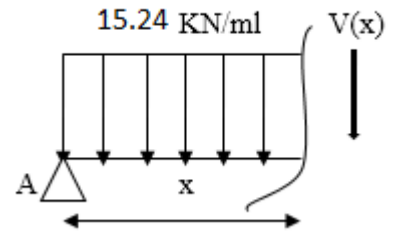
Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 2.4$

$$V(x) = -15.24x + 30.59$$

$$\begin{cases} V(0) = 30.59 \text{ KN} \\ V(2.4) = -5.986 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.62x^2 + 30.59x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 29.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçons2 : $0 \leq X \leq 1.8$

$$V(x) = 11.59x - 26.85$$

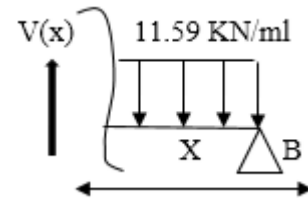
$$V(0) = -26.85 \text{ KN}$$

$$V(1.8) = -5.98 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5.795x^2 + 26.85x$$

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

$$M(1.8) = 29.55 \text{ KN.m}$$



ELS :

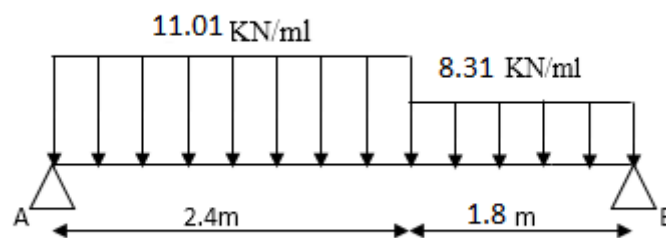


Figure III.20 : Schéma statique de l'escalier courant à L'ELS

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 11.01 \times (2.4) - 8.31 \times (1.8) = 0 \\ R_A + R_B = 41.382 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B \Rightarrow \begin{cases} 11.03 \times (2.4) \times (3) + 8.31 \times (1.8) \times (0.9) - R_A \times (4.2) = 0 \\ R_A = 22.07 \text{ KN} \\ R_B = 19.31 \text{ KN} \end{cases}$$

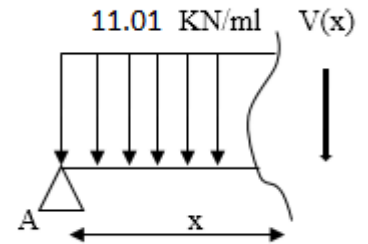
Les efforts internes :✓ **Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 2.4$**

$$V(x) = -11.01x + 22.07$$

$$\begin{cases} V(0) = 22.07 \text{ KN} \\ V(2.4) = -4.354 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.505x^2 + 22.07x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 21.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

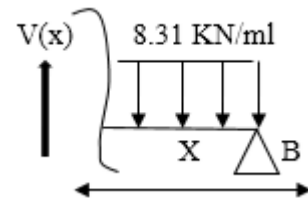
✓ **Tronçons 2 : $0 \leq X \leq 1.8$**

$$V(x) = 8.31x - 19.31$$

$$\begin{cases} V(0) = -19.31 \text{ KN} \\ V(1.8) = -4.352 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4.155x^2 + 19.31x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.8) = 21.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.5.1.2. Calcul des moments**

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

❖ **L'ELU:**

$$V(x) = -15.24x + 30.59 = 0 \Rightarrow x = 2.007 \text{ cm.}$$

$$M(x) = M(2.007) = -7.62(2.007)^2 + 30.59(2.007) = 30.70 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 30.70 = 26.095 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 30.70 = -15.35 \text{ KN.m} \\ V = 30.59 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **L'ELS:**

$$V(x) = -11.01x + 22.07 = 0 \Rightarrow x = 2.005 \text{ cm.}$$

$$M(x) = M(2.005) = -5.505(2.005)^2 + 22.07(2.005) = 22.12 \text{ KN.m}$$

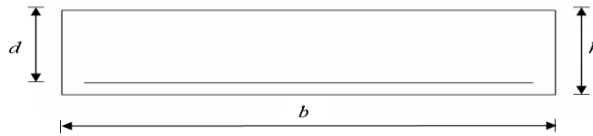
$$M_{t \max} = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 22.12 = 18.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\max} = -0.5M_{\max} = -0.5 \times 22.12 = -11.06 \text{ KN.m}$$

$$V = 22.07 \text{ KN}$$

III.5.1.3. Ferrailage

La fissuration est peu nuisible



❖ En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.095}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.093$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{26.095 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.093)348} \Rightarrow A_s = 4.87 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$$

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

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

❖ Les armatures de répartition:

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

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

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

❖ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.35}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.00675 < \mu_l = 0.392 \quad (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.00846$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{15.35 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.00846)348} \Rightarrow A_s = 2.77 \text{ cm}^2$$

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

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

❖ **Les armatures de répartition:**

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

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

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

❖ **Verifications ELU**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{30.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.191 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

❖ **Vérification de l'espacement des armatures :**

En travée :

Les armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

En appuis :

Les armatures principales : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.


Les armatures secondaires : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

❖ **Verifications à L'ELS**

❖ **Vérifications des contraintes de béton**


En travée : $M_T^S = 18.80 \text{ KN.m}$

Tableau III.28 : Vérification de contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0443 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 1.4243 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.85 \text{ MPa}$	

En appuis : $M_a^S = 11.06 \text{ KN.m}$

Tableau III .29 : Vérification de contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0355 m$	$\sigma_b = 4.18 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ 
$I = 0.9373 \times 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 4.18 MPa$	

❖ **Vérifications de l'état limite de déformation**

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

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

AN :

$e = 18cm \geq \max[(0,0375, 0,0424) \times 4,2] = 17,80 cm \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 4,5 \leq 8 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

❖ **Schéma de ferrailage de l'escalier**

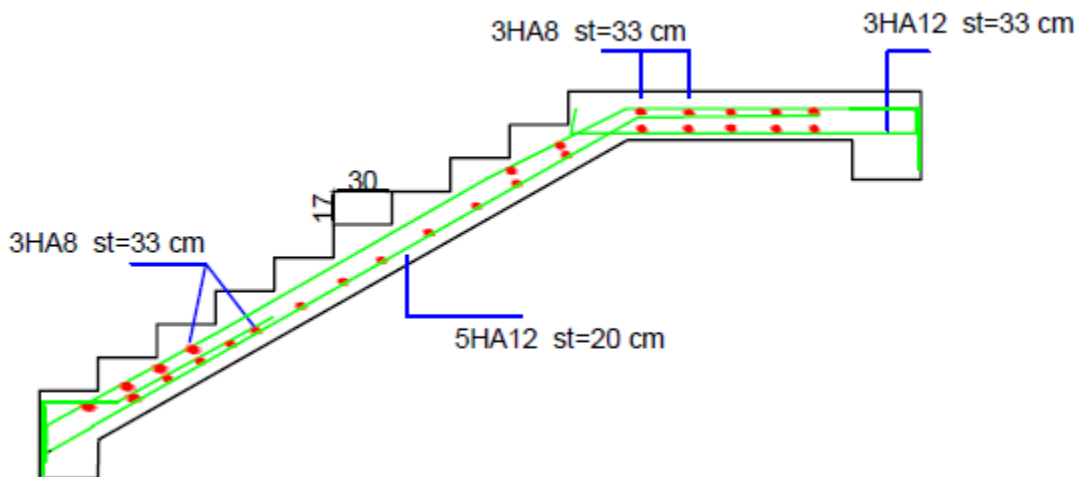


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'escalier courant

III.5.2. Etude d'escalier d'entrée

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse $e = 18$, le calcul se fait pour une bonde de 1m.

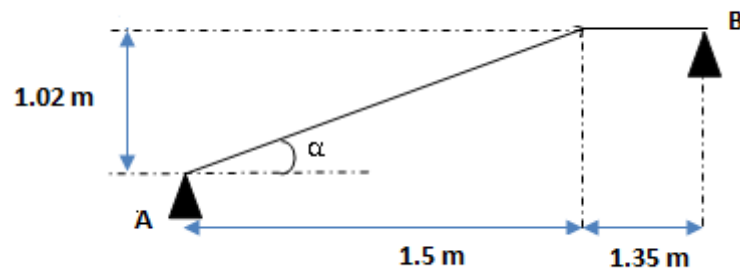


Figure III.22: Schéma d'escalier d'entrée

❖ Evaluation des charges

✓ Volée :

$$G_{\text{volée}} = 8.62 \times 1 = 8.62 \text{ KN/ml}$$

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

✓ Palier :

$$G_{\text{palier}} = 5.81 \times 1 = 5.81 \text{ KN/ml}$$

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

❖ Combinaison des charges :

L'ELU :

$$\begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 15.39 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.59 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

L'ELS :

$$\begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 11.12 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8.31 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.2.1. Calcul des sollicitations

❖ ELU

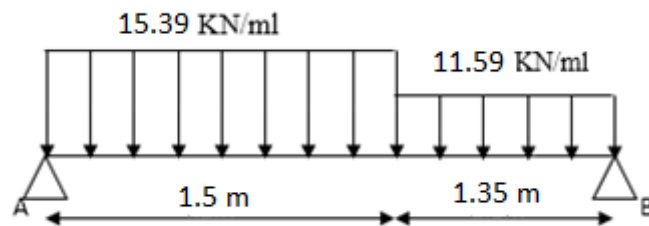


Figure III.23 : Schéma statique de l'escalier d'entrée à L'ELU

❖ Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 15.39 \times (1.5) - 11.59 \times (1.35) = 0 \\ R_A + R_B = 38.73 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M/B =$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 15.39 \times (1.5) \times (2.1) + 11.59 \times (1.35) \times (0.675) - R_A \times (2.85) = 0 \\ R_A = 20.72 \text{ kN} \\ R_B = 18.01 \text{ kN} \end{cases}$$

❖ Les efforts internes :

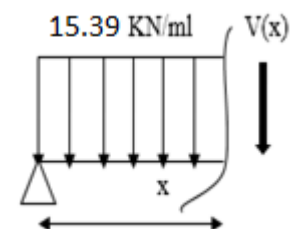
Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.5$

$$V(x) = -15.39x + 20.72$$

$$\begin{cases} V(0) = 20.72 \text{ kN} \\ V(1.5) = -2.37 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.695x^2 + 20.72x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(1.5) = 13.77 \text{ kN.m} \end{cases}$$



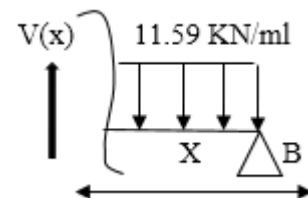
Tronçons 2 : $0 \leq X \leq 1.35$

$$V(x) = 11.59x - 18.01$$

$$\begin{cases} V(0) = -18.01 \text{ kN} \\ V(1.35) = -2.36 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.795x^2 + 18.01x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(1.35) = 13.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$



❖ ELS :

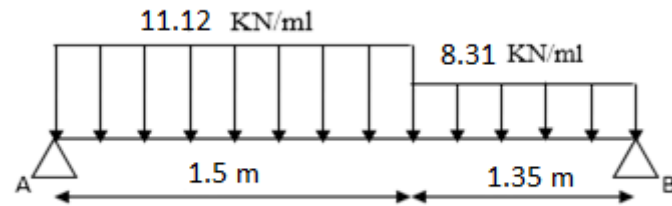


Figure III.24 : Schéma statique de l'escalier d'entrée à L'EL

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - 11.12 \times (1.5) - 8.31 \times (1.35) = 0 \\ R_A + R_B = 27.89 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/B =$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 11.12 \times (1.5) \times (2.1) + 8.31 \times (1.35) \times (0.675) - R_A \times (2.85) = 0 \\ R_A = 14.95 \text{KN} \\ R_B = 12.94 \text{KN} \end{cases}$$

Les efforts internes :

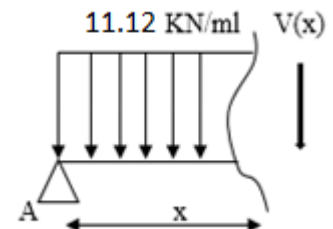
✓ Tronçons 1 : $0 \leq X \leq 1.5$

$$V(x) = -11.12x + 14.95$$

$$\begin{cases} V(0) = 14.95 \text{KN} \\ V(1.5) = -1.73 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.56x^2 + 14.95x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1.5) = 9.915 \text{KN.m} \end{cases}$$

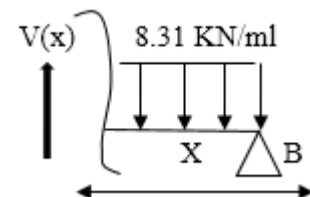
✓ Tronçons 2 : $0 \leq X \leq 1.35$

$$V(x) = 8.31x - 12.94$$

$$\begin{cases} V(0) = -12.94 \text{KN} \\ V(1.35) = -1.72 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4.155x^2 + 12.94x$$

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



$$M(1.35) = 9.89 \text{KN.m}$$

III.5.2.2. Calcul des moments

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

L'ELU:

$$V(x) = -15.39x + 20.72 = 0 \Rightarrow x = 1.35 \text{ cm.}$$

$$M_t^u(x) = M_t^u(1.35) = -7.695(1.35)^2 + 20.72(1.35) = 13.94 \text{KN.m}$$

$$M_t^u = 0.85 \times M_{t \max}^u = 0.85 \times 13.94 = 11.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5 \times M_{t \max}^u = -0.5 \times 13.94 = -6.97 \text{KN.m}$$

$$V = 20.72 \text{ KN}$$

L'ELS:

$$V(x) = -11.12x + 14.95 = 0 \Rightarrow x = 1.35 \text{ cm.}$$

$$M_s^t(x) = M_s^t(1.35) = -5.56(1.35)^2 + 14.95(1.35) = 10.05 \text{KN.m}$$

$$M_s^t = 0.85 M_{s \max}^t = 0.85 \times 10.05 = 8.54 \text{KN.m}$$

$$M_s^a = -0.5 M_{s \max}^t = -0.5 \times 10.05 = -5.025 \text{KN.m}$$

$$V = 14.95 \text{KN}$$

III.5.2.3. Ferrailage

❖ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.85}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.04$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{60.41 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.04)348} \Rightarrow A_s = 2.17 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq A_{\min} = 2.17 \text{cm}^2$$

On adopte 4HA10 d'une section $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = b/n = 100/4 = 25 \text{cm}$$

❖ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 3.14/4 = 0.79 \text{ cm}^2$$

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

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

❖ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,97}{1 \times 0.16^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < \mu_l = 0,392 \quad (A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.024$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{6,97 \times 10^{-3}}{0.16(1-0.4 \times 0.024)348} \Rightarrow A_s = 1.26 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA10 d'une section $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ et avec un espacement:

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

❖ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 2.36/4 = 0.59 \text{ cm}^2$$

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

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

❖ **Vérfications à L'ELU**❖ **Vérfication de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{20.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.1295 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

❖ **Vérfication de l'espacement des armatures :****En travée :**

Les armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

En appuis :

Les armatures principales : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.


Les armatures secondaires : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

❖ **Vérfications ELS**

❖ Vérifications des contraintes de béton


En travée : $M_T^S = 8.54KN.m$

Tableau III.30 : Vérification de la contrainte de béton en travée

Vérification des contraintes en travée	
Calcul	Vérifications
$y = 0,0344 m$	$\sigma_b = 3.34MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ 
$I = 0.8787 \times 10^{-4}m^4$	
$\sigma_b = 3.34MPa$	

En appuis : $M_a^S = 5.025KN.m$

Tableau III.31 : Vérification de la contrainte de béton en appuis

Vérification des contraintes en appuis	
Calcul	Vérifications
$y = 0,0303 m$	$\sigma_b = 2.21 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ 
$I = 0.6882 \times 10^{-4}m^4$	
$\sigma_b = 2.21MPa$	

❖ Vérifications de l'état limite de déformation

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

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

AN :

$e = 18cm \geq \max[(0,0375, 0,042) \times 6,3] = 12,10cm$ Condition vérifiée.

$A_t^x = 3,14 \leq 8$Condition vérifiée.

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

❖ Schéma de ferrailage

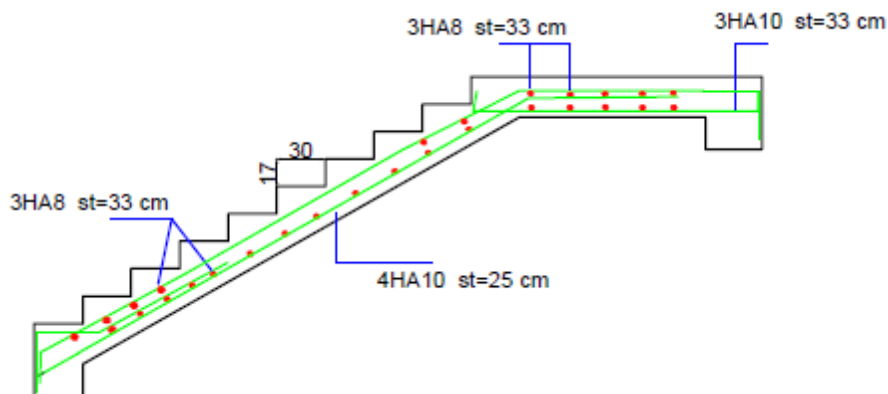


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'entrée

III.6. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de 3.2 m, la poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.6.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

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

Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases}$$

⇒ On adopte une section de (30x30) cm²

III.6.2. Calcul de la poutre palière

Les charges revenant à la poutre :

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui ou point
 $B : \begin{cases} ELU: 26.85 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 19.31 \text{ KN/ml.} \end{cases}$
- ✓ G_m : poids de mur extérieur : $G_m = 2.76 \times (1.53 - 0.3) = 3.39 \text{ KN/m}$

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 \times (2.25 + 3.39) + 26.85) = 34,46 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.25 + 3.39 + 19.31 = 24.95 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

❖ Moments isostatiques:

$$M^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34,46 \times 3.2^2}{8} = 44,1088 \text{ KN. m}$$

$$M^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{24.95 \times 3.2^2}{8} = 31.94 \text{ KN. m}$$

III.6.3. Calcul des sollicitations :

En travée :

$$M_{tu} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 44,1088 = 37,49 \text{ KN. m}$$

$$M_{ts} = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 31.94 = 27.15 \text{ KN. m}$$

En appuis :

$$M_{au} = -0.5 \times M_u = -0.5 \times 44,49 = -22,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0.5 \times M_s = -0.5 \times 31,94 = -15,97 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,46 \times 3,2}{2} = 55,14 \text{ KN.m}$$

III.6.4. Ferrailage à la flexion simple

Tableau III.32 : Ferrailage de la poutre palière

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.1207	0.161	0.252	4.27	1.01
Appui	0.064	0.082	0.27	2.26	1.01

❖ Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{fle} = \frac{v}{b \times d}$$

$$\tau_{fle} = \frac{55,14}{0,3 \times 0,27} \times 10^{-3} = 0,68 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Dont : } M_{tor} = 15,35 \times \frac{3,2}{2} = 24,56 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 5 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.00 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.56 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} = 5.64 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4,27 + 2.82 = 7,09 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.26 + 2.82 = 5.08 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.56 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.92 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.463 + 15.36} = 3.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.97 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

⇒ On doit augmenter la section de poutre palière.

Remarque : Redimensionnement de la poutre palière (b=30cm, h=35cm).

III.6.6. Calcul des sollicitations

❖ **Flexion :**

La sollicitation sont résumé dans le tableau suivant

Tableau III.33 : les sollicitations à Flexion

ELU	ELS
$R_B = 26.85 \text{ KN/ml}$	$R_B = 19.31 \text{ KN/ml}$
$g_0 = 2.625 \text{ KN/m}$	$g_0 = 2.625 \text{ KN/m}$
$P_u = 34,46 \text{ KN/m}$	$P_s = 24,94 \text{ KN/m}$
$M^t = 37,49 \text{ KN.m}$	$M^t = 27.17 \text{ KN.m}$
$M^a = -22,05 \text{ KN.m}$	$M^a = -15,97 \text{ KN.m}$
$V_U = 55,14 \text{ KN}$	

❖ **Ferraillage en flexion**

Le ferraillage final est résumé dans le tableau suivant

Tableau III. 34 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	0.085	0.111	0.305	3.53	1.61
Appui	0.050	0.064	0.311	2,03	1.61

❖ Ferrailage en torsion

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant

Tableau III.35 : Ferrailage de la poutre palière à la torsion

$M_{tor}(KN.m)$	e (cm)	$\Omega (m^2)$	U (m)	$A_{tor} (cm^2)$	A _{min} (cm ²)
24.56	5	0.075	1.1	5.17	1,15

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3,53 + 2.585 = 6,11 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^t = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2,03 + 2.585 = 4.61 \text{ cm}^2$

On ferraille avec $A^a = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.56 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.27 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.329 + 10.69} = 3.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Commentaire : Pas de risque de cisaillement

❖ Calcul des armatures transversales : $A_t = A_t^{fle} + A_t^{tor}$

En flexion :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \text{ Avec } : S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 15 \times (0.46 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.12 \text{ cm}^2$$

En torsion :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.56 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.706 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc} \Rightarrow A_t = 1.15 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Ferrailage de poutre palière en flexion et en torsion

	Section d'armature en travée et aux appuis						
	Flexion simple		Torsion	A Total		A adopté	
	Travée	Appuis		Travée	Appuis	Travée	Appuis
Armature longitudinal (cm²)	3.53	2.03	5.17	6,11	4.61	6HA12 =6.79	6HA10 =4.71
Armature transversal (cm²)	0.45		0.706	1.15		4φ ₈ = 2.01cm ² S _t = 15cm	

❖ **Vérifications à ELS :**

Etat limite de compression de béton :

Le résultat final est résumé dans le tableau suivant

Tableau III .37 : Vérification de la compression dans la poutre palière

	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Vérification
En travée	27.17	6.79	0.1173	57987	5.49	15	Vérifiée
En appui	15,97	4.71	0.1014	44187	3.66	15	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.35 \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{27,17}{10 \times 32,41} \right) \times 3.2 \right] = 0.268 m \\ A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 30 \times 32}{400} = 10.08 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Commentaire : Les conditions sont vérifiées, Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage**

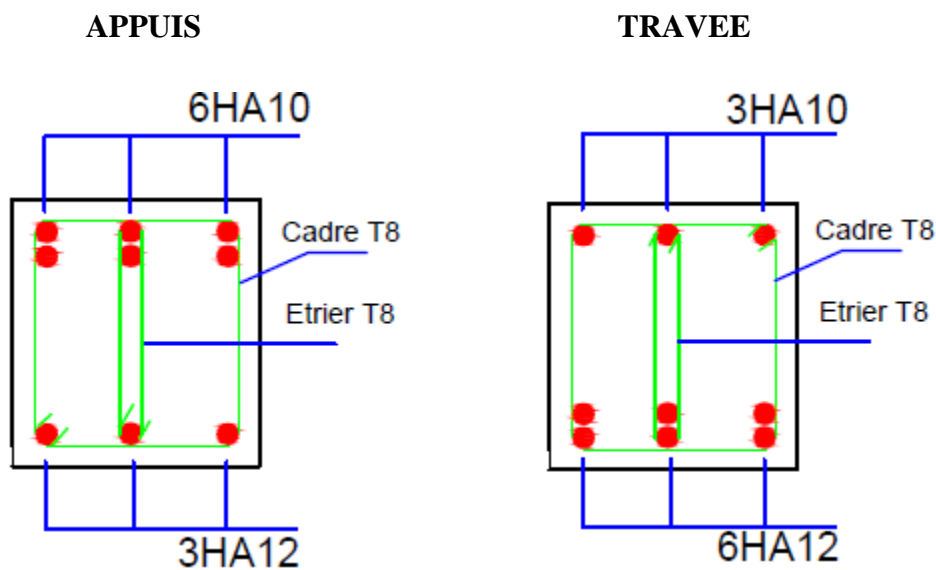


Figure III.26 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7. Etude la poutre de chaînage

III.7.1. Dimensionnement (RPA 99/2003 article 9.3.3)

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont

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

$$L_{\max} = 3.7m$$

- ✓ Hauteur minimale $h \geq 24.66 \text{ cm}$.
- ✓ Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

On opte : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.7.2. Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu’il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l’effort tranchant au niveau des appuis.

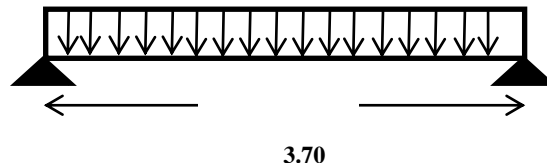


Figure III.27 : Schéma statique de la poutre de chaînage

Les sollicitations les plus défavorables sont données comme suite :

$$G_{p.c} = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{mur} = 2.76 (3.06 - 0.3) = 7.62 \text{ KN/ml.}$$

❖ Calcul des moments :

$$\begin{matrix} \text{ELU} \\ \text{ELS} \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{q_u} = 1.35(G_{p.c} + G_{mur}) = 12.81 \text{ KN/ml} \\ \mathbf{M_u} = q_u \times l^2/8 = 21.92\text{KN.m} \\ \mathbf{V_u} = q_u \times l/2 = 23.69\text{KN} \\ \mathbf{q_s} = G_{p.c} + G_{mur} = 9.495 \text{ KN/ml.} \\ \mathbf{M_s} = q_s \times l^2/8 = 16.25\text{KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Correction des moments :

$$\begin{matrix} \text{Travée} \\ \text{Appuis} \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_T^u} = 0.85 M_u = 18.63 \text{ KN.m} \\ \mathbf{M_T^s} = 0.85 M_s = 13.81\text{KN.m} \\ \mathbf{M_a^u} = - 0.5 M_u = - 10.61\text{KN.m} \\ \mathbf{M_a^s} = - 0.5 M_s = -8.125\text{KN.m} \end{array} \right.$$

III.7.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple, il est résumé dans le tableau suivant

Tableau III .38 : Ferrailage de la poutre de chaînage

Ferrailage de la poutre de chaînage							
	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	18.63	0.072	0.093	0.26	2.059	3HA10	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.81$

						= 2.36	
Appuis	- 10.61	0.041	0.052	0.26	1.17	3HA10 = 2.36	$0.23bd f_{t28}/f_e = 0.81$

III.7.4. Vérifications à L'ELU

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, FN$$

❖ **Calcul des armatures transversales**

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 80.4 \text{ cm}; S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

III.7.5. Vérifications à L'ELS

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Tableau III .39 : Vérification de la contrainte dans le béton

	$M^s \text{ (KN.m)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$
Travée	13.81	7.44	16975.73	6.05	15
Appuis	- 8.125	7.44	16975.73	3.56	15

❖ **Etat limite de déformation**

❖ **Evaluation de la flèche**

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

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

$$\frac{30}{370} = 0.081m \leq \frac{13.81}{10 \times 16.25} = 0.084m \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{2.36}{25 \times 27} = 3.5 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{30}{370} = 0.081m \geq \frac{1}{16} = 0.062m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : La première condition est non vérifiée, calcul de la flèche est nécessaire

❖ **Calcul de flèche**

$$j = 3.9 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$p = 6.56 \text{ KN/m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.40 : calcul de flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
3.32	1.11	2.59	1.73	3.066	7.4	Vérifiée

⇒ La flèche est vérifiée.

❖ **Ferraillages en travée est en appuis**

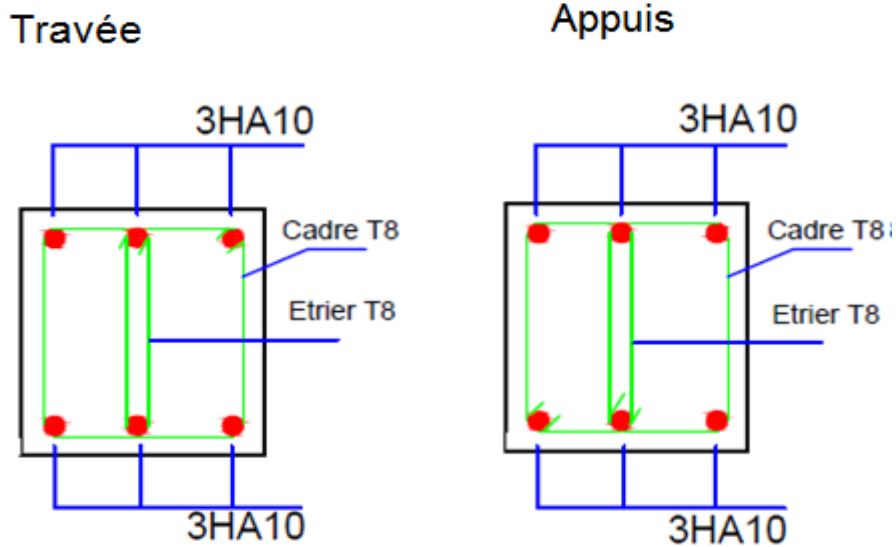


Figure III.28 : Schéma de ferraillage de la poutre de chaînage

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article **(3.4.A.1.a) du RPA99/** version 2003, la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2. Méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.2.1. La méthode statique équivalente

- **Principe de la méthode :**

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

- **Condition d'application de la méthode**

D'après le RPA 99 (Art 4.1.2), les conditions d'applications de la méthode statique sont :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

- **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99 (Tableau 4.1)**
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3}) \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. Tableau 4.7

$$\text{Dans notre cas le sol est ferme (Site S}_2\text{)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (RPA99. tableau 4.2)

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne: $\xi = 8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$$

Tableau IV.1: la méthode utilisée

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$1.3 T_{empirique} < T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T * (h_N)^{3/4} \\ T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{(RPA99 art 4.2.4)}$$

Avec :

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

$h_N = 36.72 \text{ m}$

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

$\Rightarrow C_T = 0,05$ (tableau 4.6 du RPA 99/2003)

L: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

considérée. $\begin{cases} L_x = 23.5 \text{ m} \\ L_y = 9.65 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.68 \text{ sec} \\ T_y = 1.06 \text{ sec} \end{cases}$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.68; 0.74) = 0.884s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(1.06; 0.74) = 0.962s \end{cases}$$

❖ Calcul de D

$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$ car $0.4 \leq T \leq 3 \text{ sec}$

$$D_x = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.884)^{\frac{2}{3}} = 1.2$$

$$D_y = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.93)^{\frac{2}{3}} = 1.16$$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	P_q	Observé	P_q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0.05	NON	0.05
2- Redondance en plan	/	0	NON	0.05
3- Régularité en plan	/	0	OUI	0
4- Régularité en élévation	/	0	/	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	/	0	/	0
6- Contrôles d'exécution	/	0	/	0
Total	$Q_x=1.05$		$Q_y=1.1$	

- **W** : Poids total de la structure. La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ;

$$\text{calculés à chaque niveau (i) : } V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.16 \times 1.1}{5} \times 32248.336 = 1222.24 \text{ KN}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 32248.336 \text{KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.05}{5} \times 32248.336 = 1218.98 \text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.14 \times 1.1}{5} \times 32248.336 = 1213.18 \text{KN}$$

IV.2.2. Méthodes d'analyse dynamique :

- **Modale spectrale :**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe :** Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Les hypothèses :**

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.3. Modélisation de la structure

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 14 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

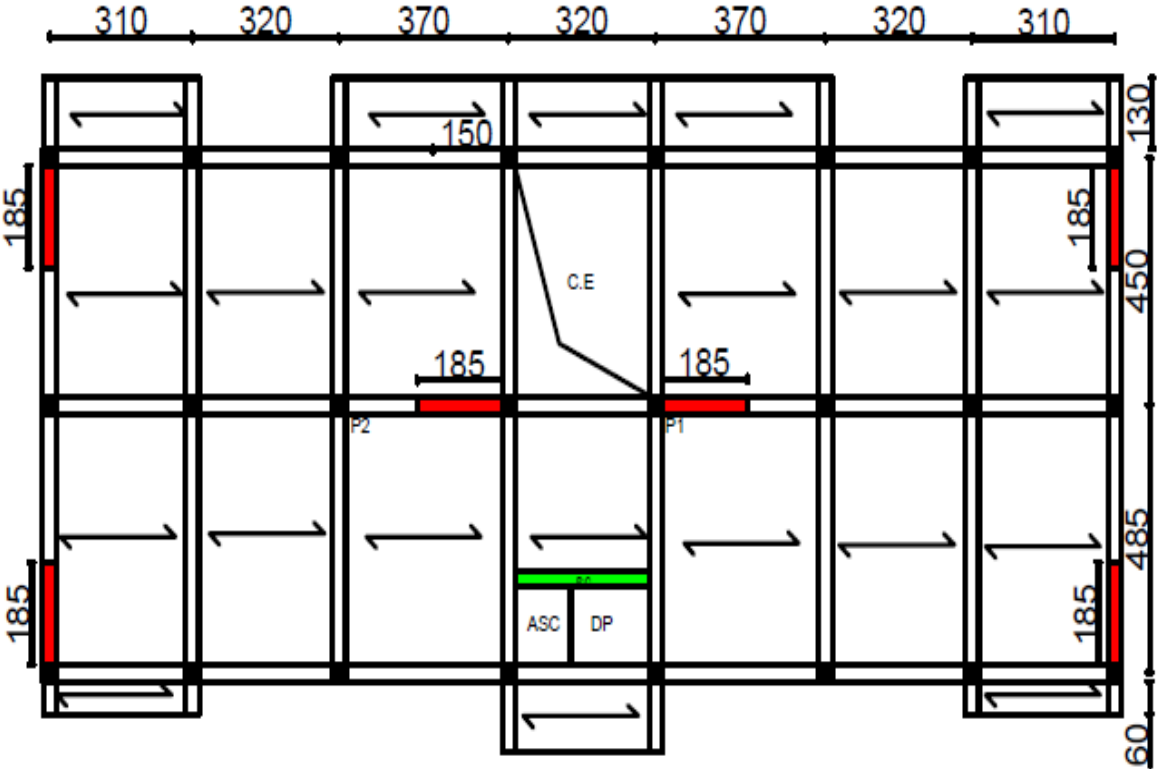


Figure IV.1. Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

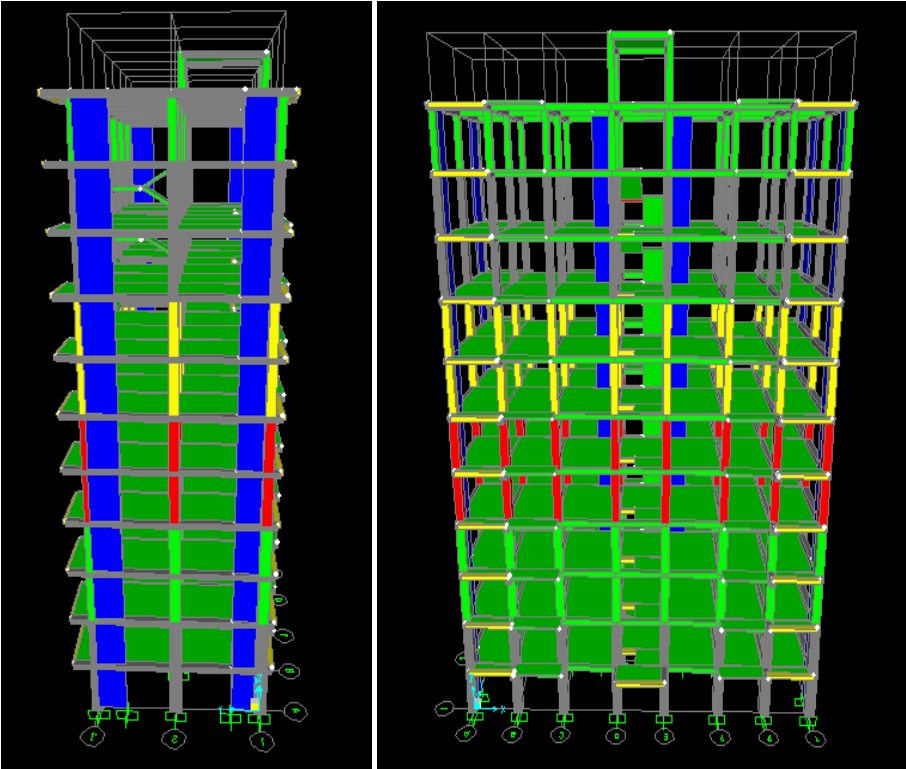


Figure IV.2. Vue en plan

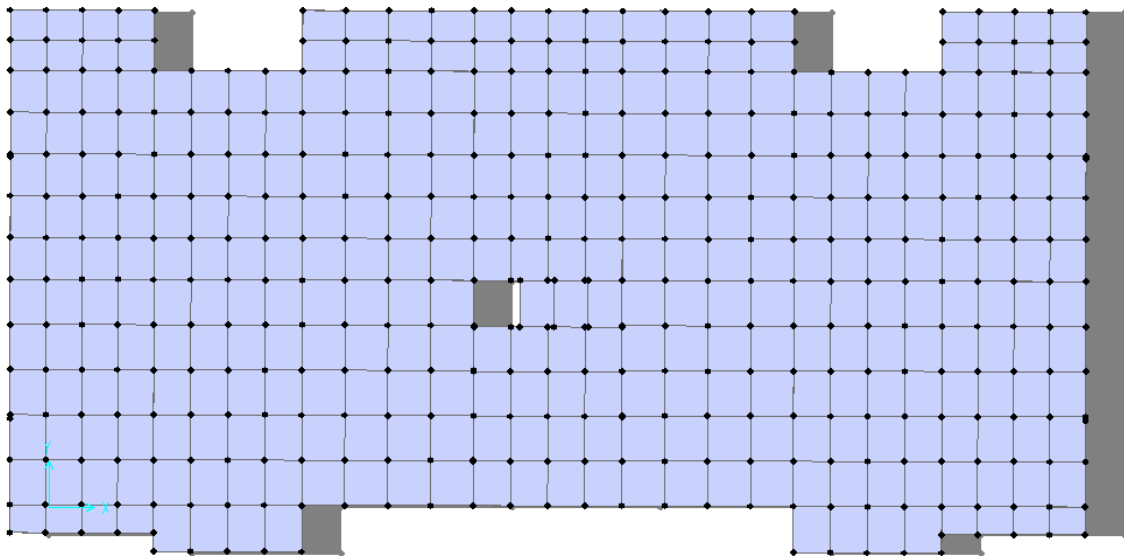
❖ *Analyse du comportement de la structure*✓ **Mode1 :**

Figure IV.3. Premier mode de déformation (translation suivant X)(T=0.99sec)

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (X) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

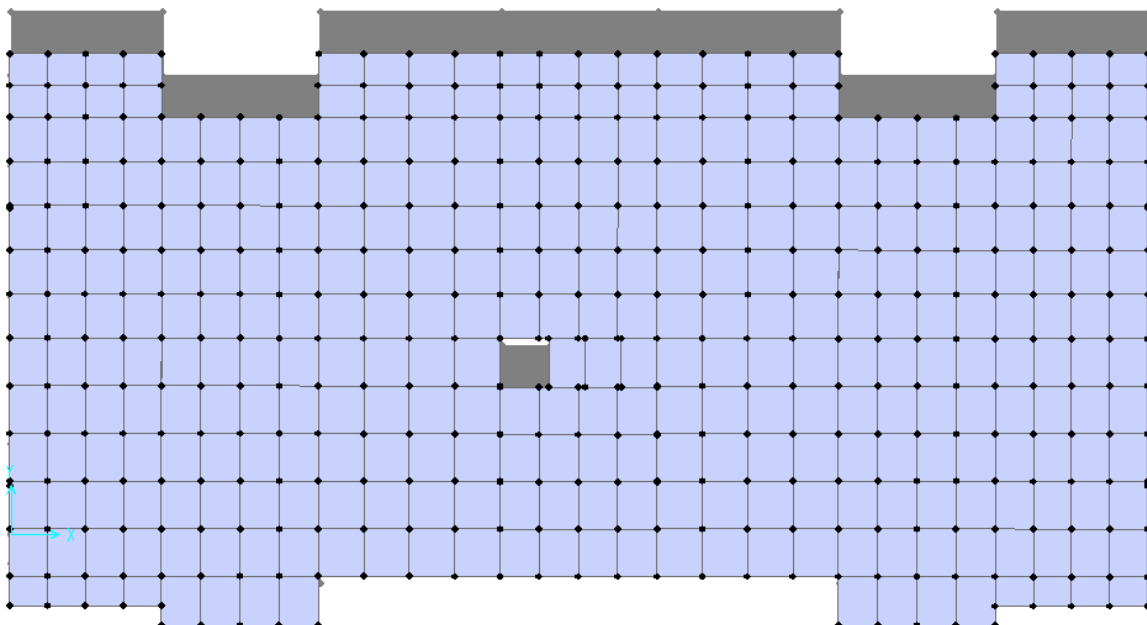
✓ **Mode 2 :**

Figure IV.4. Deuxième mode de déformation (translation suivant Y)(T=0.93sec)

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (Y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

✓ **Mode3 :**

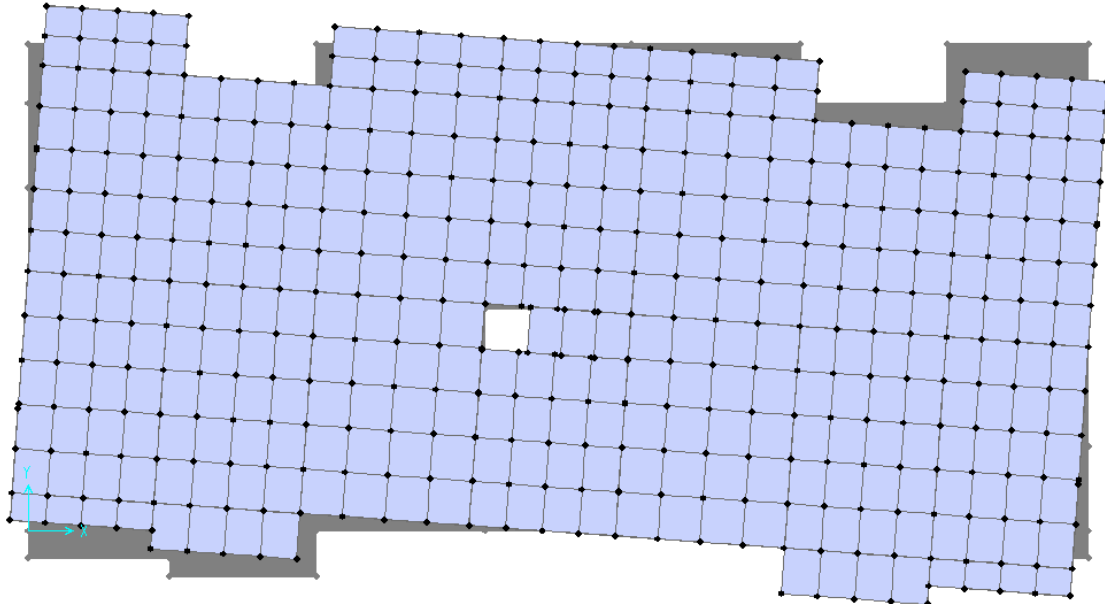


Figure IV.5. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.77sec)

❖ **Période de vibration et taux de participation des masses modales:**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,990875	0,73961	0,00102	9,691E-07	0,73961	0,00102	9,691E-07
2	0,938967	0,00104	0,72237	0,00005969	0,74065	0,72339	0,0000606
3	0,771379	0,00041	0,000009322	1,694E-08	0,74106	0,72348	0,0000606
4	0,328691	0,11744	0,00006956	1,252E-07	0,85856	0,72347	0,0000608
5	0,301719	0,00006533	0,12584	0,00008122	0,85857	0,84931	0,00014
6	0,242504	0,00011	0,000006803	6,012E-08	0,85867	0,84932	0,00014
7	0,181612	0,04622	1,549E-07	6,767E-07	0,9049	0,84932	0,00014
8	0,15792	0,00000897	0,05055	0,00003049	0,9049	0,8998	0,00017

	9	9				7	
9	0,13669 5	0,00815	0,00006316	7,623E-07	0,9130 6	0,8999 3	0,00017
10	0,12152	0,00072	0,000002983	7,847E-07	0,9137 8	0,8999 4	0,00017
11	0,11769 9	0,00006395	0,00693	0,00001353	0,9138 5	0,9068 6	0,00019
12	0,11072 4	0,02429	0,0000446	0,00000746	0,9381 4	0,9069 1	0,0002

❖ **Remarque :**

Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 11ème mode (sens x-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

❖ **Analyse spectrale**

Spectre de réponse : La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

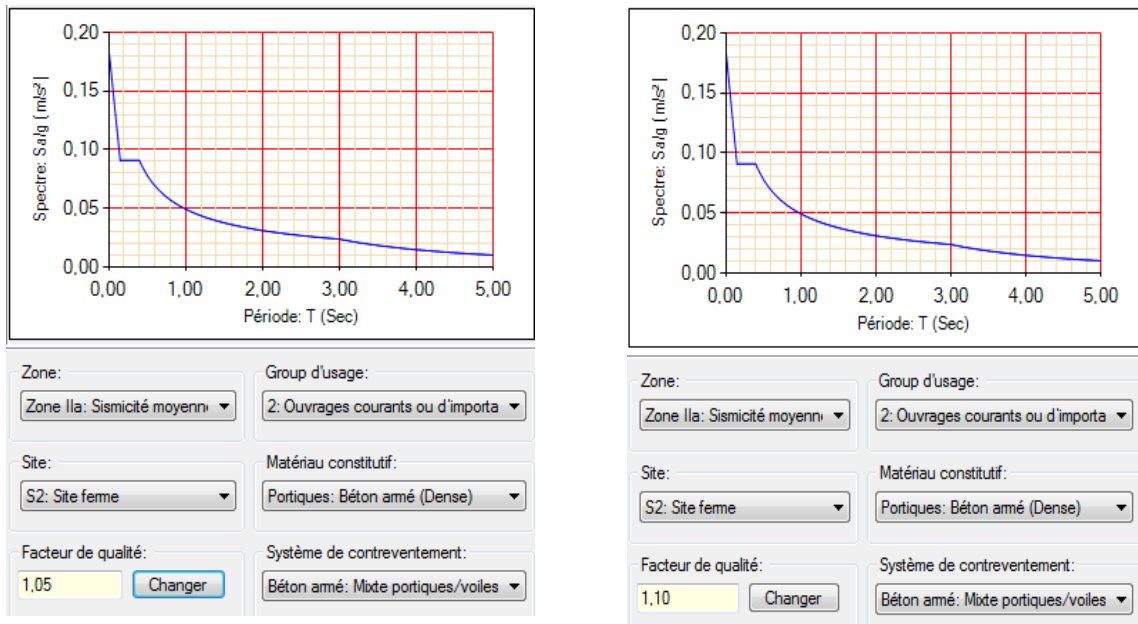


Figure IV.6. Spectre de réponse dans le sens x et y

❖ **Vérification de la résultante de la force sismique :**

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base Sous charges verticales

Résultats des forces sismiques	$V_{dy}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8 \times V_{st}(KN)$	Observation
Sens x-x	1037.89	1218,98	975,18	Vérifiée
Sens y-y	1278.245	1213,18	970,54	Vérifiée

Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% .$$

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges verticale.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise(%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	31186,145	4497,576	87,3960005	12,6039995
E1	28025,833	4141,827	87,1242515	12,8757485
E2	24692,63	3993,727	86,0779568	13,9220432
E3	21671,662	3645,073	85,6021205	14,3978795
E4	18546,726	3413,769	84,4549542	15,5450458
E5	15710,001	2997,363	83,9776304	16,0223696
E6	12783,182	2669,497	82,7246978	17,2753022
E7	10116,7	2173,734	82,3136107	17,6863893
E8	7403,462	1723,839	81,1133762	18,8866238
E9	4895,727	1151,479	80,9584955	19,0415045
E10	2455,059	579,552	80,9019344	19,0980656
SALLE MACHINNE	245,372		100	/

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux comme suit :

Tableau IV.6: redimensionnement des poteaux

Etages	Poteaux (cm ²)
RDC, 1 ^{er} étage	60*65
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55*60
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	50*55
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	45*50
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	40*45
10 ^{eme} et salle machine	35*40

❖ Sous charges horizontales

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.7: Vérification de l'interaction sous charges horizontal

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	523,439	448,868	53,8347456	46,1652544	570,702	727,426	43,96346	56,0365388
E1	575,804	337,364	63,055648	36,944352	655,274	573,977	53,30677	46,6932303
E2	546,32	302,21	64,3842881	35,6157119	635,734	522,079	54,90818	45,091824
E3	562,26	225,326	71,390299	28,609701	676,791	398,569	62,93623	37,063774
E4	484,263	245,261	66,3806811	33,6193189	575,259	412,674	58,22854	41,7714562
E5	487,027	176,149	73,4385744	26,5614256	589,57	307,98	65,68659	34,3134087
E6	388,289	209,551	64,9486485	35,0513515	456,358	339,02	57,37624	42,6237588
E7	380,624	143,051	72,6832482	27,3167518	448,086	236,23	65,4794	34,5206016
E8	270,384	161,758	62,5683224	37,4316776	308,921	248,298	55,43978	44,5602178
E9	244,859	84,125	74,4288476	25,5711524	278,013	135,214	67,27852	32,7214824
E10	160,611	65,796	70,9390611	29,0609389	189,691	74,436	71,8181	28,1818973
SALLE MACHINE	27,486		100		30,919		100	

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

❖ Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de poteau.

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

Le tableau ci-dessous présente la vérification de l'effort normale réduit dans le poteau le plus sollicité.

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	N	Condition
RDC et E1	2181.804	60*65	0.22	vérifier
E2 et E3	1740.361	55*60	0.21	vérifier
E4 et E5	1287.799	50*55	0.18	Verifier
E6 et E7	868.142	45*50	0.15	Verifier
E8 et E9	481.957	40*45	0.10	Vérifier
E10	166.326	35*40	0.05	Vérifier

❖ Vérification vis-à-vis 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

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

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

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

Le RPA exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \text{ .RPA (article 5.10) } h_e : \text{Étant la hauteur de l'étage.}$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y.

Niveau	Sens X – X						
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta k (m)$	$\delta k-1 (m)$	$\Delta k (m)$	$h_k (m)$	$\Delta k/h_k (%)$	Observation
1	0.00062	0.0031	0	0.0031	3.06	0.0010	Vérifiée
2	0.0019	0.0095	0.0031	0.0064	3.06	0.0020	Vérifiée
3	0.0034	0.017	0.0095	0.0075	3.06	0.0024	Vérifiée
4	0.0051	0.0255	0.017	0.0085	3.06	0.0027	Vérifiée
5	0.0067	0.0335	0.0255	0.008	3.06	0.0026	Vérifiée
6	0.0082	0.041	0.0335	0.0075	3.06	0.0024	Vérifiée
7	0.0096	0.048	0.041	0.007	3.06	0.0022	Vérifiée
8	0.01	0.05	0.048	0.002	3.06	0.00065	Vérifiée
9	0.012	0.06	0.05	0.01	3.06	0.0032	Vérifiée
10	0.0129	0.0645	0.06	0.0045	3.06	0.00147	Vérifiée
11	0.013	0.065	0.0645	0.005	3.06	0.00163	Vérifiée
12	0.014	0.07	0.065	0.005	3.06	0.00163	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y						
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta k (m)$	$\delta k-1 (m)$	$\Delta k (m)$	$h_k (m)$	$\Delta k/h_k (%)$	Observation
1	0.00060	0.003	0	0.003	3.06	0.00098	Vérifiée
2	0.00193	0.0096	0.003	0.0066	3.06	0.0021	Vérifiée
3	0.0036	0.018	0.0096	0.0084	3.06	0.0027	Vérifiée
4	0.0054	0.027	0.018	0.009	3.06	0.0029	Vérifiée
5	0.0072	0.036	0.027	0.009	3.06	0.0029	Vérifiée
6	0.009	0.045	0.036	0.009	3.06	0.0029	Vérifiée
7	0.01	0.05	0.045	0.005	3.06	0.0016	Vérifiée
8	0.012	0.06	0.05	0.01	3.06	0.0032	Vérifiée
9	0.0136	0.068	0.06	0.008	3.06	0.0026	Vérifiée
10	0.0148	0.074	0.068	0.006	3.06	0.0019	Vérifiée
11	0.0158	0.079	0.074	0.005	3.06	0.0016	Vérifiée
12	0.0164	0.082	0.079	0.005	3.06	0.0016	Vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens (X-X) et (Y-Y)

Niveau	Sens X – X					
	Δ_k (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
1	0.0031	32165,078	972,307	3.06	0.033	Vérifiée
2	0.0064	28972,385	913,168	3.06	0.066	Vérifiée
3	0.0075	25812,476	848,53	3.06	0.074	Vérifiée
4	0.0085	22764,32	787,586	3.06	0.080	Vérifiée
5	0.008	19729,825	729,524	3.06	0.070	Vérifiée
6	0.0075	16798,367	663,176	3.06	0.062	Vérifiée
7	0.007	13865,517	597,84	3.06	0.053	Vérifiée
8	0.002	11025,065	523,675	3.06	0.013	Vérifiée
9	0.01	8183,85	432,142	3.06	0.061	Vérifiée
10	0.0045	5425,543	328,984	3.06	0.024	Vérifiée
11	0.005	2722,946	226,407	3.06	0.019	Vérifiée
12	0.005	220,076	27,486	3.06	0.013	Vérifiée
Niveau	Sens Y – Y					
	Δ_k (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
1	0.003	32165,078	1298,128	3.06	0.024	Vérifiée
2	0.0066	28972,385	1229,251	3.06	0.050	Vérifiée
3	0.0084	25812,476	1157,813	3.06	0.061	Vérifiée
4	0.009	22764,32	1075,36	3.06	0.062	Vérifiée

5	0.009	19729,825	987,933	3.06	0.058	Vérifiée
6	0.009	16798,367	897,55	3.06	0.055	Vérifiée
7	0.005	13865,517	795,378	3.06	0.028	Vérifiée
8	0.01	11025,065	684,316	3.06	0.052	Vérifiée
9	0.008	8183,85	557,219	3.06	0.038	Vérifiée
10	0.006	5425,543	413,227	3.06	0.025	Vérifiée
11	0.005	2722,946	264,127	3.06	0.017	Vérifiée
12	0.005	220,076	30,919	3.06	0.012	Vérifiée

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.4. Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q ±E.....(3)
- ✓ 0.8 G ±E.....(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :**V.2.1. 1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (**IIa**).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

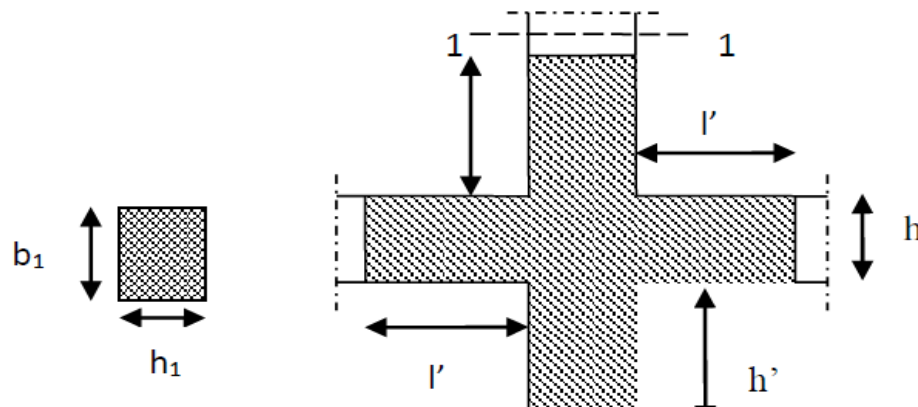


Figure V.1. Schéma de la Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armateurs minimales et maximales 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 et étage 1	60×65	31.2	156	23.4

Étage 2 et 3	55×60	26.4	132	19.8
Étage 4 et 5	50×55	22	110	16.5
Étage 6 et 7	45×50	18	90	13.5
Étage 8 et 9	40×45	14.4	72	10.8
Étage 10 et salle machine	35×40	11.2	56	8.4

V.2.1. 2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone **IIa**.
- **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. En zone **IIa**.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$\lambda_s = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; 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 ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et étage 1	2451.787	28.66	129.534	1373.385	292.24	34.68
Étage 2 et 3	1944.05	12.11	117.01	572.305	46.21	10.23
Étage 4 et 5	1462.20	11.25	106.82	446.52	98.93	4.28
Étage 6 et 7	1012.85	4.98	83.12	275.75	59.92	1.58
Étage 8 et 9	585.12	4.63	56.56	198.58	6.33	0.23
Étage 10 et salle machine	209.53	16.39	38.58	50.49	12.81	1.72

V.2.3. Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'entre sol, avec les sollicitations suivantes :

Nmax= 209.53 KN(compression) → ***Mcor***= 16.39KN.m(ELU)

d = 0.37m; d' = 0.03m.

$e_G = M/N = 0.078m$

$e_G < h/2 = 0.4/2 = 0.2m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 16.39 + 209.53 \times (0.37 - 0.4/2) = 52.01 \text{ KN.m.}$$

$$0.219 > 0.019 \implies \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{52.01 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.35 \times 0.37^2} = 0.076$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \implies \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.098 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.355 \text{ m} \end{cases} \implies A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 4.2 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -1.82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : $A = 0$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

Niveau	Sections	A' (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{RP} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
RDC et étage 1	60×65	0	0	31.2	33.17	8HA20+4HA16
Étage 2 et 3	55×60	0	0	26.4	28.56	4HA20+8HA16
Étage 4 et 5	50×55	0	0	22	24.89	4HA20+8HA14
Étage 6 et 7	45×50	0	0	18	18.47	12HA14

Étage 8 et 9	40×45	0	0	14.4	15.21	4HA14+8HA12
Étage 10 et salle machine	35×40	0	0	11.2	13.57	12HA12

V.2.4. Armatures transversales

On prend comme exemple le poteau (60×65) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\lambda g = L_f/b = 2.142/0.4 = 5.35 \Rightarrow A_{t \min} = 0.3\% t b_1 = 0.3 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales pour les poteaux

Sections (cm ²)	Φ_t^{min} Cm	Vd (KN)	lf (cm)	t zone nodale	t zone courante	λg	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×65	1.6	105.651	214.2	10	15	3.57	2.35	2.52	3.02	6HA8
55×60	1.6	108.05	214.2	10	15	3.89	2.59	2.31	3.02	6HA8
50×55	1.4	92.033	214.2	10	15	4.28	2.41	2.1	3.02	6HA8
45×50	1.4	69.083	214.2	10	15	4.76	1.99	1.89	3.02	6HA8
40×45	1.2	45.596	214.2	10	15	5.35	0.97	1.8	3.02	6HA8
35×40	1.2	23.254	214.2	10	15	6.12	0.56	1.57	3.02	6HA8

V.2.5. Vérifications nécessaire

V.2.5.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés visà vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

As :est la section d’acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d’épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$$

α est un coefficient fonction de l’élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L’élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.}$$

$L_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu’on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd = 2451.787 \text{ KN}$$

$$Lf = 214.2 \text{ cm}; \lambda = 12.35 < 50; \alpha = 0.829 / 1.10 = 0.75$$

$$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3654 \text{ m}^2.$$

$$Nu = 0.829 \times \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.70 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6.69 \text{ MN}$$

$$Nd = 2.484 \text{ MN} < Nu = 6.91 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V .5 : Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r .(cm ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	observation
RDC et 1 ^{eme} étage	60*65	306	214.2	12.35	0.829	33.17	3654	6.56	2.451	vérifié

2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55*60	306	214.2	13.47	0.825	28.56	3074	5.51	1.944	Vérifié
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	50*55	306	214.2	14.82	0.82	24.89	2544	4.57	1.462	Vérifié
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	45*50	306	214.2	16.46	0.813	18.47	2064	3.62	1.012	Vérifié
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	40*45	306	214.2	18.52	0.804	15.21	1634	2.85	0.585	Vérifié
10 ^{eme} étage et salle machine	35*40	306	214.2	21.17	0.792	13.57	1254	2.21	0.209	Vérifié

V.2.5.2. Vérifications des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre superieure.}$$

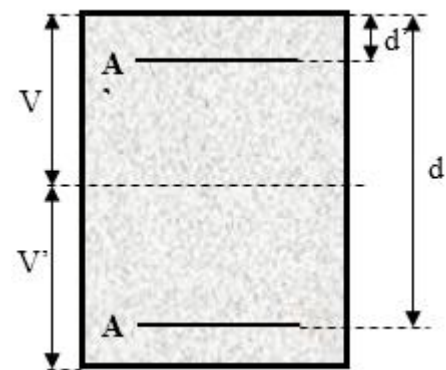
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inferieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$



Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :
Tableau V.6 : Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux

Figure.2. Section du poteau

Niveau	RDC et étage 1	Étage 2 et 3	Étage 4 et 5	Étage 6 et 7	Étage 8 et 9	Étage 10 et salle machine
Section(cm²)	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40
d (cm)	62	57	52	47	42	37
A' (cm²)	0	0	0	0	0	0
A (cm²)	33.17	28.56	24.89	18.47	15.21	13.57
V (cm)	35.83	33.10	30.41	27.41	24.69	22.15

V' (cm)	29.16	26.9	24.58	22.58	20.31	17.84
I_{yy} ' (cm⁴)	1756617.872	1266419.36	890243.15	587911.63	415664.42	237914.06
N^{ser} (KN)	1794.645	1422.439	1069.536	740.707	427.831	152.578
M^{ser} (KN.m)	34.68	30.81	27.65	24.07	22.01	22.34
σ_{bc1} (MPa)	4.78	4.67	4.82	4.05	3.4	3.15
σ_{bc2} (MPa)	4.65	4.46	4.64	3.85	3.17	2.76
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

V.2.5.3. Vérifications aux sollicitations tangente

D'après le **RPA99** version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

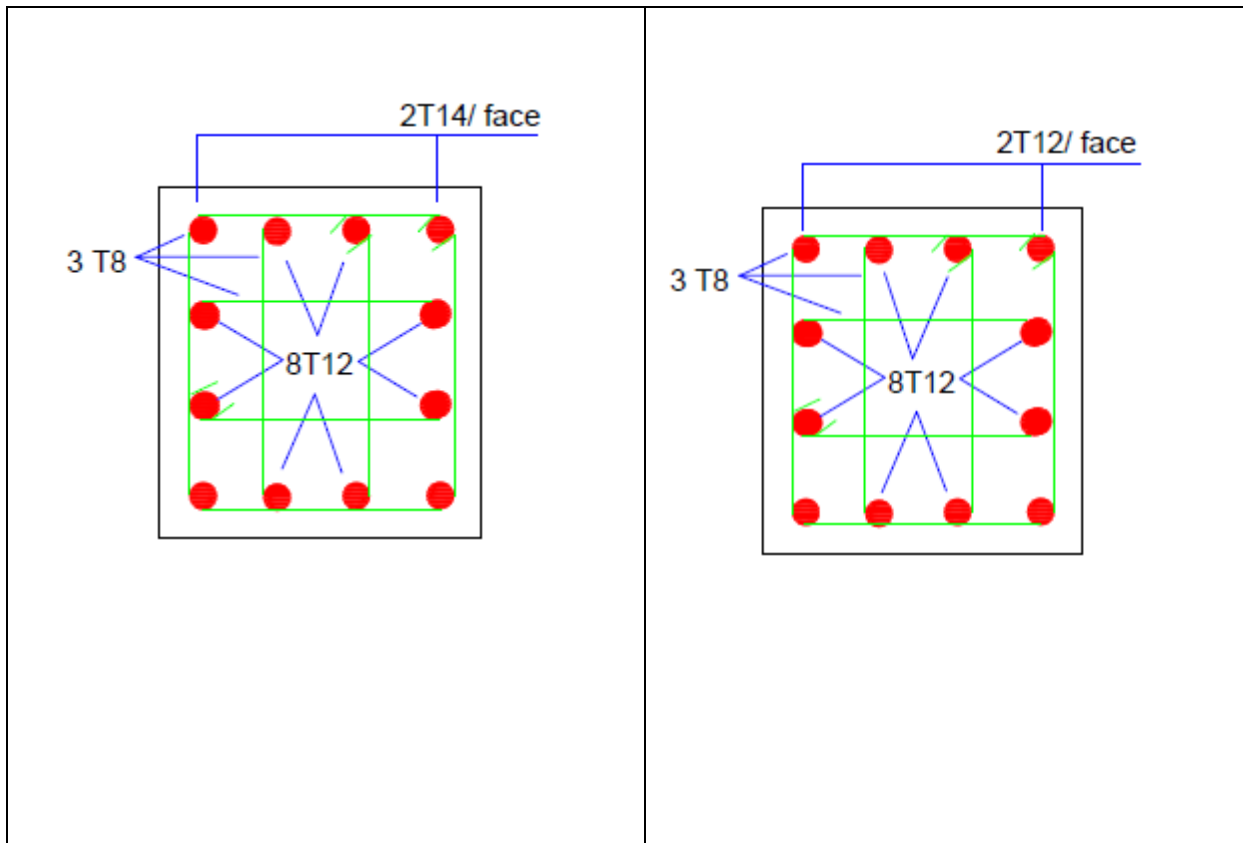
Tableau V.7 : Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm²)	l_f(cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC et 1 ^{eme} étage	60*65	2.124	3.57	0.040	62	105.651	0.28	1.00	vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55*60	2.142	3.89	0.040	57	108.05	0.32	1.00	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	50*55	2.142	4.28	0.040	52	92.033	0.35	1.00	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	45*50	2.142	4.76	0.040	47	69.083	0.3	1.00	Vérifiée
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	40*45	2.142	5.35	0.075	42	45.596	0.25	1.875	Vérifiée
10 ^{eme} étage et salle machine	35*40	2.142	6.12	0.075	37	23.254	0.18	1.875	Vérifiée

❖ Schéma de ferrailage

Tableau V.8 : Schémas du ferrailage des poteaux

<i>Schémas de ferrailage des poteaux</i>	
RDC et Etages 1	Etages 2 et 3
<p>4T20/face</p> <p>3 T8</p> <p>4T 16</p>	<p>2T20 / face</p> <p>3 T8</p> <p>8T16</p>
Etages 4 et 5	Etages 6 et 7
<p>2T20/ face</p> <p>3 T8</p> <p>8T14</p>	<p>2T14/ face</p> <p>3 T8</p> <p>8T14</p>
Etages 8 et 9	Etages 10 et salle machine



V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l’action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

V.3.1. Recommandations

V.3.1.1. Armatures longitudinales: RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

V.3.1. 2. Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

❖ Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

V.3.3. Calcul du ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée du plancher entre sol avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Mt} = 48.21 \text{KN.m} \\ \mathbf{Ma} = 70.49 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Armatures en appui:

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{70.49 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,3 \times 0,37^2} = 0,092$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,120 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,352 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{48,21 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,3 \times 0,37^2} = 0,063$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,081 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,358 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 3,36 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.9.Ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages 1	Travée	48.21	3,36	3.39	6	3HA12
	Appui	-70.49	5	6.03	6	3HA16
Etages 2	Travée	72.82	5.18	6.03	6	3HA16
	Appui	-93.51	6.78	7.16	6	3HA16+1HA12
Etages 3	Travée	84.458	6.06	7.16	6	3HA16+1HA12
	Appui	-106.082	7.75	8.04	6	4HA16
Etages 4	Travée	84.607	6.07	7.16	6	3HA16+1HA12
	Appui	-107.325	7.85	8.04	6	4HA16
Etages 5	Travée	81.60	5.84	6.03	6	3HA16
	Appui	-105.82	7.73	8.04	6	4HA16
Etages 6	Travée	74.462	5.30	5.56	6	2HA16+1HA14
	Appui	-99.84	7.25	8.04	6	4HA16
Etages 7	Travée	66.601	4.71	5.56	6	2HA16+1HA14
	Appui	-93.54	6.76	7.16	6	3HA16+1HA12
Niveau 8	Travée	56.816	4.10	4.62	6	3HA14
	Appui	-84.63	6.07	7.16	6	3HA16+1HA12
Etages 9	Travée	46.27	3.23	3.39	6	3HA12
	Appui	-75.23	5.36	5.56	6	2HA16+1HA14
Niveau 10	Travée	36.521	2.53	3.39	6	3HA12
	Appui	-72.636	5.16	5.56	6	2HA16+1HA14
Etages 11	Travée	30.94	2.47	3,39	6	3HA12
	Appui	-64.15	5.28	5,56	6	2HA16+1HA14
Niveau 12	Travée	23.74	1.88	3,39	6	3HA12
	Appui	-37.32	2.99	3,39	6	3HA12

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm²

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages 1	Travée	39.71	3.87	4.62	4.5	3HA14
	Appui	-41.75	4.08	4.62	4.5	3HA14
Etages 2	Travée	55.93	5.59	6.03	4.5	3HA16
	Appui	-57.15	5.73	6.03	4.5	3HA16
Etages 3	Travée	59.88	6.03	6.03	4.5	3HA16
	Appui	-63.08	6.38	7.16	4.5	3HA16+1HA12
Etages 4	Travée	59.06	5.93	6.03	4.5	3HA16
	Appui	-62.20	6.28	7.16	4.5	3HA16+1HA12
Etages 5	Travée	56.73	5.68	6.03	4.5	3HA16
	Appui	-60.82	6.13	7.16	4.5	3HA16+1HA12
Etages 6	Travée	52.68	5.24	5.56	4.5	2HA16+1HA14
	Appui	-57.14	5.72	6.03	4.5	3HA16
Etages 7	Travée	48.87	4.83	5.56	4.5	2HA16+1HA14
	Appui	-53.92	5.37	5.56	4.5	2HA16+1HA14
Niveau 8	Travée	43.54	4.27	4.62	4.5	3HA14
	Appui	-48.94	4.84	5,56	4.5	2HA16+1HA14
Etages 9	Travée	38.24	3.72	4.62	4.5	3HA14
	Appui	-44.07	4.33	4.62	4.5	3HA14
Niveau 10	Travée	33.31	3.22	3.39	4.5	3HA12
	Appui	-39.11	3.81	4.62	4.5	3HA14
Etages 11	Travée	23.83	2.27	3.39	4.5	3HA12
	Appui	-32.27	3.11	4.62	4.5	3HA14
Niveau 12	Travée	5.02	0.46	3.39	4.5	3HA12
	Appui	-10.73	1.007	3.39	4.5	3HA12

V.3.4. Armatures transversales

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 8.57; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements S_t

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St= 20 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St= 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

V.3.5. Vérifications nécessaires

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	160	1.44	3,33	Vérifiée
Secondaires	85,97	1.06	3,33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	160	107.32	8.04	4.6	-4.66	Vérifiée
Secondaires	85.79	63.08	7.16	2.46	-4.99	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	21.56	3.39	9.63	47023.15	4.41	15	Vérifiée
	Appui	-52.99	3.39	9.63	47023.15	10.85	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	11.20	3.39	8.02	23476.71	3.82	15	Vérifiée
	Appui	-14.98	3.39	8.02	23476.71	5.11	15	Vérifiée

❖ Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 30,31\text{cm} \\ A = 8,04\text{cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} > h_f = 27,66 \text{ cm} \\ A = 7,16 < A_f = 8,5 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.4. Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

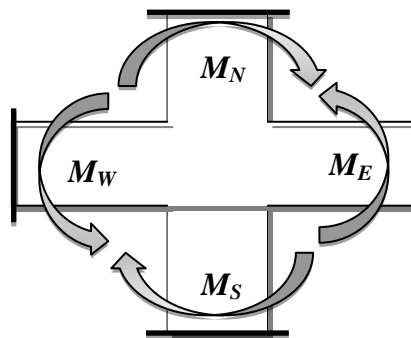
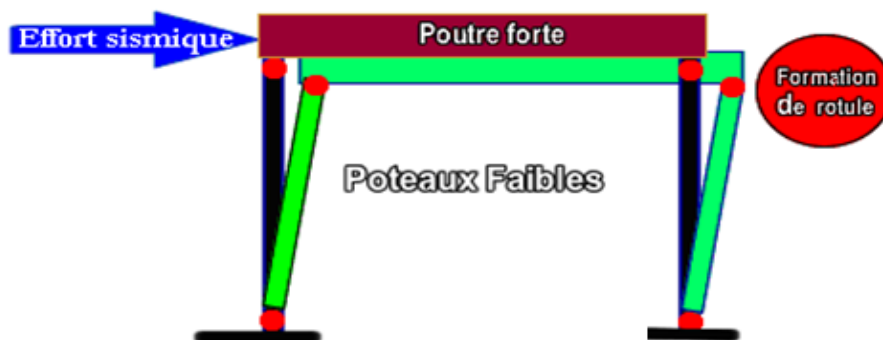


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



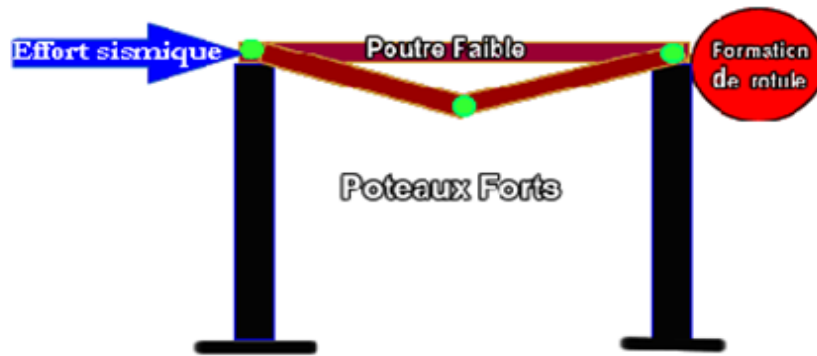


Figure V.4. Formation de rotules plastique

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
RDC et etage 1	65	58.5	33.17	348	675.27
Etages 2 et 3	60	54	28.56	348	536.69
Etages 4 et 5	55	49.5	24.89	348	428.75
Etages 6 et 7	50	45	18.47	348	289.24
Etages 8 et 9	45	40.5	15.21	348	214.36
Etages 10 et salle machine	40	36	13.57	348	170

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etages 1	0,4	0,36	6.03	348	75.54
Etages 2	0,4	0,36	7.16	348	89.70
Etages 3	0,4	0,36	8.04	348	100.72
Etages 4	0,4	0,36	8.04	348	100.72
Etages 5	0,4	0,36	8.04	348	100.72
Etages 6	0,4	0,36	8.04	348	100.72
Etages 7	0,4	0,36	7.16	348	89.70
Etages 8	0,4	0,36	7.16	348	89.70
Etages 9	0,4	0,36	5.56	348	69.65
Etages 10	0,4	0,36	5.56	348	69.65

Etages 11	0,4	0,36	5.56	348	69.65
Niveau 12	0,4	0,36	3.39	348	42.46

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Etages 1	0,3	0,27	4.62	348	43.40
Etages 2	0,3	0,27	6.03	348	75.54
Etages 3	0,3	0,27	7.16	348	89.70
Etages 4	0,3	0,27	7.16	348	89.70
Etages 5	0,3	0,27	7.16	348	89.70
Etages 6	0,3	0,27	6.03	348	75.54
Etages 7	0,3	0,27	5.56	348	69.65
Etages 8	0,3	0,27	5.56	348	69.65
Etages 9	0,3	0,27	4.62	348	43.40
Etages 10	0,3	0,27	4.62	348	43.40
Etages 11	0,3	0,27	4.62	348	43.40
Niveau 12	0,3	0,27	3.39	348	31.85

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Etages 1	675.27	675.27	1350.54	75.54	75.54	151.08	Vérifiée
Etages 2	536.69	675.27	1211.96	89.70	89.70	179.4	Vérifiée
Etages 3	536.69	536.69	1073.38	100.72	100.72	201.44	Vérifiée
Etages 4	428.75	536.69	965.44	100.72	100.72	201.44	Vérifiée
Etages 5	428.75	428.75	857.5	100.72	100.72	201.44	Vérifiée
Etages 6	289.31	428.75	718.06	100.72	100.72	201.44	Vérifiée
Etages 7	289.31	289.31	578.62	89.70	89.70	179.4	Vérifiée
Etages 8	214.36	289.24	503.6	89.70	89.70	179.4	Vérifiée
Etages 9	214.36	214.36	428.72	69.65	69.65	139.3	Vérifiée
Etages 10	170	214.36	384.36	69.65	69.65	139.3	Vérifiée
Etages 11	170	170	340	69.65	69.65	139.3	Vérifiée
Niveau 12	0	170	170	42.46	42.46	84.92	Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Etages 1	675.27	675.27	1350.54	43.40	43.40	86.8	Vérifiée
Etages 2	536.69	536.69	1211.96	75.54	75.54	151.08	Vérifiée
Etages 3	536.69	536.69	1073.38	89.70	89.70	179.4	Vérifiée
Etages 4	428.75	428.75	965.44	89.70	89.70	179.4	Vérifiée
Etages 5	428.75	428.75	587.5	89.70	89.70	179.4	Vérifiée
Etages 6	289.31	289.31	718.06	75.54	75.54	151.08	Vérifiée
Etages 7	289.31	289.31	578.62	69.65	69.65	139.3	Vérifiée
Etages 8	214.36	214.36	503.6	69.65	69.65	139.3	Vérifiée
Etages 9	214.36	214.36	428.72	43.40	43.40	86.8	Vérifiée
Etages 10	170	170	384.36	43.40	43.40	86.8	Vérifiée
Etages 11	170	170	340	43.40	43.40	86.8	Vérifiée
Niveau 12	0	0	170	31.85	31.85	63.7	Vérifiée

Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher ETAGE 2.

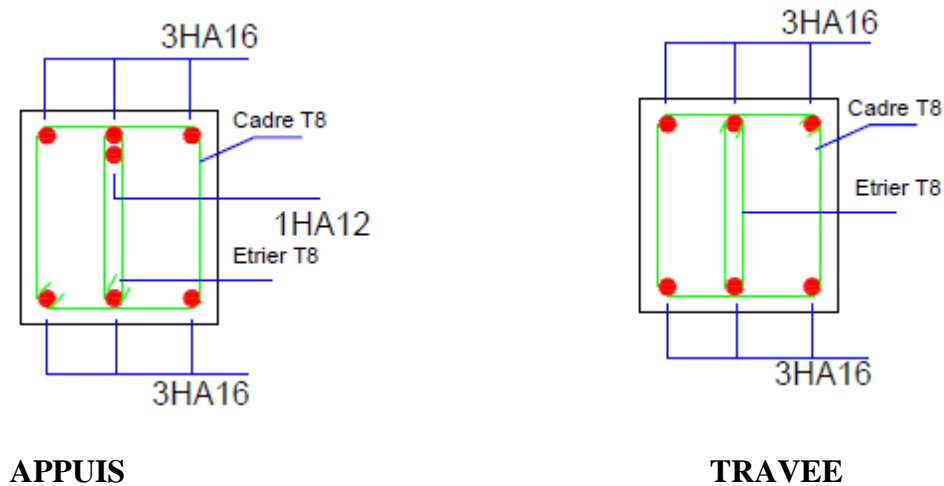


Figure V.5. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher ETAGE 2.

V.5. Etude des voiles :

Le **RPA 99/ 2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa** (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.5.1. Recommandation du RPA 99/2003

V.5.1.1. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.5.1.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

V.5.1.3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

V.5.1.4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

V.5.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ De la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ De la section du voile, dans la zone courante.

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement : $s_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts /et possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.5.2. Calcul des sollicitations revenant aux voiles

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel sap2000 V14 le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles Vx1, Vy1, Vy2 :

Tableau V.19 : Les sollicitations revenant aux voiles Vx1, Vy1, Vy2

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V _{x1}	1688.43	-598.35	-609.47	416.95	83.71	-607.17	-236.97
1 ^{er} étage		1345	-27.57	-394.18	636.80	326.08	-387.53	-179.80
2 ^{ème} étage		1298.33	-16.41	-282.40	747.70	448	-278.42	-162.28
3 ^{ème} étage		1183.32	-45.28	-213.81	722.68	449.99	-203.35	-127.34
4 ^{ème} étage		1106	-26.49	-197.34	691.21	436.53	-191.28	-135.88
5 ^{ème} étage		969.46	-51.68	-161.80	599.09	376.17	-150.03	-105.08
6 ^{ème} étage		861.82	-35.24	-167.47	532.40	334.71	-159.54	-120.54
7 ^{ème} étage		700.78	-57.50	-135.16	418.55	258.44	-122.15	-91.37
8 ^{ème} étage		554.37	-48.17	-131.44	317.57	191.86	-120.42	-100.85
9 ^{ème} étage		376.03	-55.65	-104.04	193.49	109.38	-91.42	-56.10

10^{ème} étage		200.6	-76.74	-105.91	109.21	64.53	-89.43	-78.49
RDC		891	-600.56	-600.56	891	159.64	499.10	-199.95
1^{er} étage		780.61	-102.16	-432.22	638.27	340.21	-41.39	-182.74
2^{ème} étage		773.22	-96.85	- 342.68	650.07	327.53	222.80	-167.65
3^{ème} étage		713.12	70.92	233.10	654.36	246.29	145.47	-132.86
4^{ème} étage	V_{y1}	671.06	-76.87	-224.41	647.41	199.28	129.28	-135
5^{ème} étage		587.70	-59.71	-158.54	585.44	155.32	84.68	-105.48
6^{ème} étage		522.48	-69.02	-167.90	530.67	127.18	-82.44	-113.44
7^{ème} étage		446.88	-53.42	-115.90	424.10	86.30	-49.83	-84.42
8^{ème} étage		365.04	-58.95	-117.40	338.37	59.38	-44.52	-88.93
9^{ème} étage		264.14	-42.56	-79.37	232.22	25.56	26.79	-58.42
10^{ème} étage		132.79	-17.88	-47.47	118.33	13.36	24.58	-33.39
RDC	V_{y2}	931.41	-582.88	-582.88	931.41	118.94	-506.87	-183.51
1^{er} étage		731.13	-332.61	-357.83	627.52	296.12	-336.13	146.12
2^{ème} étage		682.58	-254.85	-258.09	443.92	283.46	-257.34	132.50
3^{ème} étage		611.84	-168.13	-168.97	436.16	211.37	-167.44	102.45

4 ^{ème} étage	565.83	-145.89	-165.53	272.22	156.50	-162.11	-106.89
5 ^{ème} étage	509.26	-103.97	-109.56	214.28	112.80	-107.80	-80.32
6 ^{ème} étage	463.93	-101.76	-118.27	174.42	84.36	115.12	87.64
7 ^{ème} étage	393.47	-71.49	-75.31	120.49	47.48	73.67	60.95
8 ^{ème} étage	317.51	-63.99	77.03	79.48	22.63	74.34	62.38
9 ^{ème} étage	216.73	-42.24	49.98	23.54	-11.36	47.47	-34.75
10 ^{ème} étage	104.77	35.98	63.78	7.67	-9.89	52.58	35.98

V.5.3. Ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile 'V_{x1}, sous les sollicitations N_{max} et M_{cor}, les autres cas seront résumés dans des tableaux

Armatures verticales :

L= 1.85 m, d= 1.8 m, e= 0.15 m.

N_{max}= -1688.43KN, M_{cor}= 598.35KN. m. (Combinaison ELU).

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.354 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.925 \text{ m} \Rightarrow$$

le centre de pressions est à l'interieur de la section \Rightarrow la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_e * e_2}{f_{st} * (d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_e * e_1}{f_{st} * (d - d')}$$

Avec :

$$e_1 = \left(\frac{1.85}{2} - 0.05 \right) + 0.354 = 1.229 \text{ m}$$

$$e_2 = (1.8 - 0.05) + 1.229 = 0.521 \text{ m}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

Donc :

$$A_1 = 14.44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 34.04 \text{ cm}^2$$

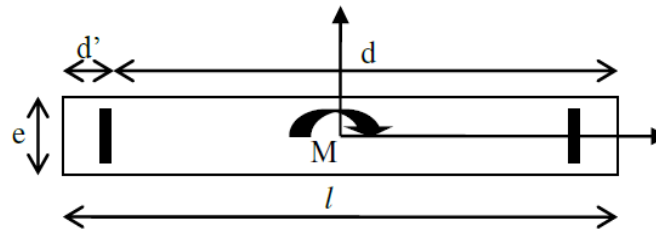


Figure V.6. Schéma d'un voile plein

En prend le max entre A_1 et $A_2 \Rightarrow A = 34.04 \text{ cm}^2$

V.5.5. Armatures horizontales :

$$V = 236.97 \text{ KN}$$

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 236.97 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,8} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad A_h = 1.14$$

$$A_{h_{\min}} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 15 \times 20 = 0.45 \text{ cm}^2.$$

V.5.6. Vérifications:

$$A_{\min(\text{ZT})} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 185 = 5.55 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = L_t \times e \times f_{t28} / f_e = 185 \times 15 \times 2.1 / 400 = 14.56 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L_t = 0.15\% \times 15 \times 185 = 4.16 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA}).$$

❖ Choix des armatures :

✓ Armatures verticales :

On opte pour chaque face: 14HA16 = 28.15 cm^2 avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ Armatures horizontales :

On opte 2HA10 = 1.57 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile

• V_{x1} dans les autres niveaux :

A_v^{cal} : Section d'armature verticale totale du 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.

Nbre/ml : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

S_t : Espacement.

A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Le ferrailage des voiles sont résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.20 : Ferrailage du voile 'Vx1

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{er} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185
M(KN)	598.35	16.41	26.49	35.24	48.17	76.74
N(KN)	-1688.43	-1298.33	-1106	-861.82	-554.37	-200.60
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	236.97	162.28	135.88	120.54	100.85	78.49
τ_u (MPa)	1.22	0.84	0.70	0.62	0.52	0.40
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	48.51	37.3	31.77	24.75	15.92	5.76
A_v^{min} RPA (cm ²)	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
A_v^{adop} (cm ²)/par	34.07	18.92	16.30	12.94	8.74	4.14

face							
N^{bre} /par face		17HA16 = 34.18	10HA16 = 20.11	4HA16+6HA14 = 17.28	4HA14 + 6HA12 = 12.95	6HA12+4HA10 = 9.93	10HA8 = 5.03
S_t (cm)	Zone courante	10	18	18	18	18	18
	Zone d'extrémité	5	9	9	9	9	9
A_h^{cal} (cm ²)		1.14	0.78	0.65	0.58	0.48	0.38
A_h^{min} (cm ²)		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)		20	20	20	20	20	20

Tableau V.21 : Ferrailage du voile 'Vy1

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{er} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage	
Section (m ²)	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185	
M(KN)	600.56	96.85	76.87	69.02	58.95	17.88	
N(KN)	-891	-773.22	-671.06	-522.48	-365.04	-132.79	
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	
V (KN)	198.95	167.65	135	113.44	88.93	33.39	
τ_u (MPa)	1.03	0.86	0.7	0.58	0.46	0.17	
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	
A_v^{cal} (cm ²)	25.59	22.21	19.27	15	10.47	3.81	
A_v^{min} RPA (cm ²)	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	
A_v^{adop} (cm ²)/par face	22.61	12.69	10.89	8.63	6.20	2.20	
N^{bre} /par face		12HA16 = 24.13	4HA14+6HA12 = 12.95	10HA12 = 11.31	6HA12 + 4HA10 = 9.93	10HA10 = 7.85	10HA8 = 5.03
S_t (cm)	Zone courante	15	18	18	18	18	
	Zone d'extrémité	7.5	9	9	9	9	

A_h^{cal} (cm ²)	0.96	0.8	0.65	0.54	0.43	0.15
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22 : Ferrailage du voile 'Vy2

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{er} , 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185	0.15×185
M(KN)	582.88	254.85	145.89	101.76	63.99	35.98
N(KN)	-931.41	-682.58	-565.83	-463.93	-317.51	-104.77
Section	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue	Entièrement tendue
V (KN)	183.51	132.5	106.89	87.64	62.38	35.98
τ_u (MPa)	0.95	0.68	0.55	0.45	0.32	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	26.76	19.6	16.26	13.32	9.11	3
A_v^{min} RPA (cm ²)	4.15	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
A_v^{adop} (cm ²)/par face	22.94	13.98	10.51	8.43	5.6	2.09
N^{bre} /par face	12HA16 = 24.13	10HA14 = 15.39	10HA12 = 11.31	6HA12 + 4HA10 = 9.93	10HA10 = 7.85	10HA8 = 5.03
S_t (cm)	Zone courante	15	25	25	25	25
	Zone d'extrémité	7.5	12.5	12.5	12.5	12.5
A_h^{cal} (cm ²)	0.89	0.63	0.51	0.42	0.3	0.17
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile **Vx1** étage 2

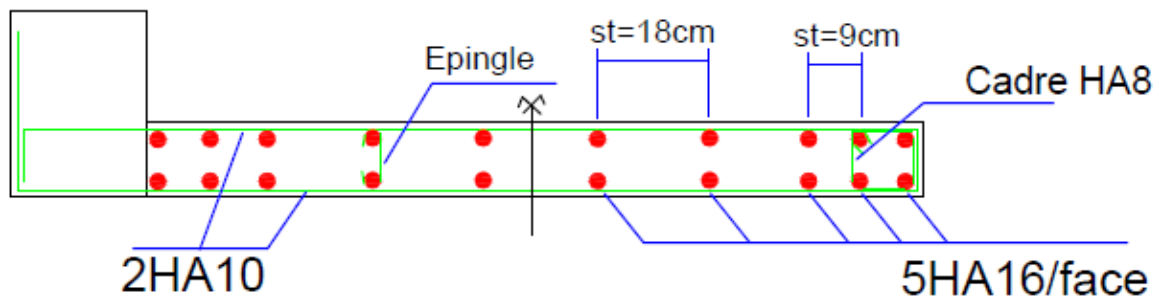


Figure V.7. Ferrailage du voile Vx1 étage 2

V.6. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (**SAP 2000 V.14**) ainsi que le ferrailage minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**.

Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du **RPA** et le **BAEL**.

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges transmises par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**)

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction , mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

La contrainte admissible pour le calcul des fondations est de 1,8 bar pour une profondeur d'ancrage de 1.5 m.

VI.4. Choix du type de fondation

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14. $N = 1872,766 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,6} \times \frac{2770,43}{180}} \Rightarrow B \geq 4,08 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.10 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

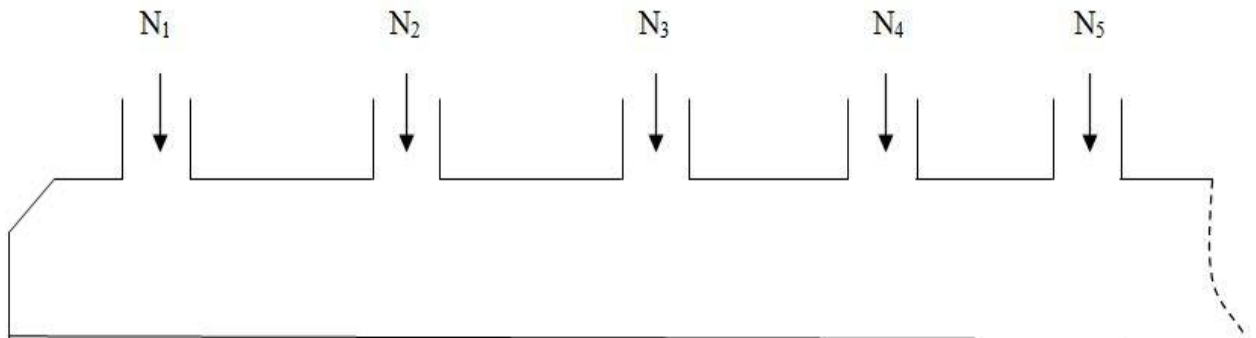


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1022,36 \text{ KN} ; N_5 = 2770,43 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1532,29 \text{ KN} ; N_6 = 1653,93 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1652.87KN ; N_7 = 1532.55 KN$$

$$N_4 = 2573.57KN ; N_8 = 1015.69 KN$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 13753.69 KN$$

$$B \geq \frac{13753.69}{180 \times 23.5} = 3.25 m$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3.10 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne passe pas , on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VI.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4.85m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{485}{20} = 24.25 cm$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{485}{10} = 48,5 cm$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4$ KN/m³ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7$ KN/m² ;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,85^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 69 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 69 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,85 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,12 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{40015,25}{180} = 222,30 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc, on peut prendre } S_{rad} = S_{bat} = 226,775 \text{ m}^2$$

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 75$ cm ;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30$ cm ;

Enrobage $d' = 5$ cm.

La surface du radier $S_{rad} = 226,775 \text{ m}^2$

VI.4.3.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$I_x = 1759.82 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 11.75 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 10436.37 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 4.825 \text{ m}$$

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 40015.25 \text{ KN} ; M_x = 8602.519 \text{ KN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 1759.82 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{40.015}{226.775} + \frac{8.602}{1759.82} \times 4.825 = 0,200 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{40.015}{226.775} - \frac{8.602}{1759.82} \times 4.825 = 0,153 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,255 + 0,097}{4} = 0,188 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 40015.25 \text{ KN} ; M_y = 5557.5107 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 10436.37 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{40.015}{226.775} + \frac{5.557}{10436.37} \times 11.75 = 0.182 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{40.015}{226.775} - \frac{5.557}{10436.37} \times 11.75 = 0.170 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,1827 + 0,1702}{4} = 0,18 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord. La nouvelle surface du radier est :

$$S = 226.775 + 47 = 273.775\text{m}^2; I_x=3096.45 \text{ m}^4; X_G = 11.75 \text{ m}; I_y = 12599.35; Y_G = 5.825\text{m}$$

- **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier**

❖ **Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{40.015}{273.775} + \frac{8.602}{3096.45} \times 5.825 = 0,162 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{40.015}{273.775} - \frac{8.602}{3096.45} \times 5.825 = 0,129 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,162 + 0,129}{4} = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{40.015}{273.775} + \frac{5.557}{12599.35} \times 11.75 = 0,151 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{40.015}{273.775} - \frac{5.557}{12599.35} \times 11.75 = 0,140 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,151 + 0,140}{4} = 0,148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 40015.25 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{40015,25 \times 4,85}{2 \times 273,775} = 354,44 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{354,44 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,14 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau dans la cage d'escalier d'une section $(60 \times 65) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,40 \\ B = b + h_t = 0,60 + 0,75 = 1,35 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,77 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,5 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3,09 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

• Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 273,775 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 1,5 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 40015,25 \text{ KN} > 1,15 \times 1,5 \times 273,775 \times 10 = 4722,61 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI.5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

• Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2053.31 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1804.5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 52440.75 + 2053.31 + 1804.5 = 56298.56 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{56298.56}{273.775} = 205.63 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,7 - 0,65 = 3.05 \text{ m} ; L_y = 4,85 - 0,60 = 4.25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0671 \times 205.63 \times 3.05^2 \\ M_{0y} = 0,4471 \times 128.35 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 128.35 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 57.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 96.26 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 48.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -64.17 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
Travée	X-X	96.26	10,77	2,748	10,78	7HA14	15
	Y-Y	48.77	5,30	2,40	5,65	5HA12	20
Appui		- 64.17	7.06	2,748	7.92	7HA12	15

❖ Condition de non fragilité

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,71 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,71}{2} \right) \times 0,3 = 2,748 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

• Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 40015,25 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{40015,25}{273,775} = 146,16 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,594 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 99,39 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 59,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 74,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 50,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -49,69 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	74,54	7,86	75423,36	$7,76 < 15$	Vérifiée	283,44 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	50,17	5,97	44574,14	$6,71 < 15$	Vérifiée	315,45 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-49,69	6,90	52765,33	$6,49 < 15$	Vérifiée	301,5 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	74,54	0,507	0,337	15,42	16,08	8HA16	12
	y-y	50,17	0,341	0,284	10,18	10,78	7HA14	14
Appui		-49,69	0,338	0,283	10,07	10,78	7HA14	14

- Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- Schéma de Ferrailage du radier

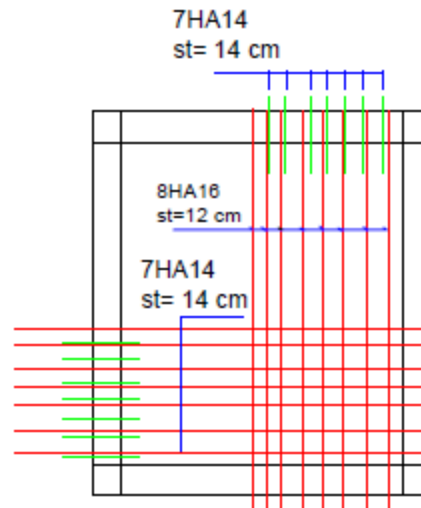


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

- Ferrailage du débord

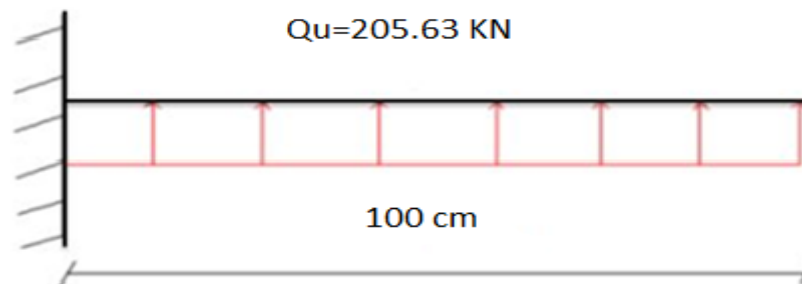


Figure VI.3. Schéma statique du débord

- ❖ Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = -102.81 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Section d'armateur du débord

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A ^{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	St (cm)	Ar (cm ² /m)	A _{r adop} (cm ² /m)
- 102.81	11,54	3,02	12,32	8HA14	12	1,50	4HA12=4,52

- **Verifications à l'ELS**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{146.16 \times 1^2}{2} = -73,08 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPA)	Obs.
Travée	- 73.08	8.31	83675.23	7,25 < 15	Vérifiée	244.58 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.6. Section d'armature du débord à l'ELS

Localisation	M _s KN.m	β 10 ⁻²	α	A _{cal} cm ² /ml	A _{adop} cm ² /ml	N ^{bre} de barres	S _t Cm	Ar cm ² /ml	A _{r adop} cm ² /ml
Travée	-73.08	0,49	0,334	15,10	16,08	8HA16	13	5,36	4HA14

- **Schéma de ferrailage**

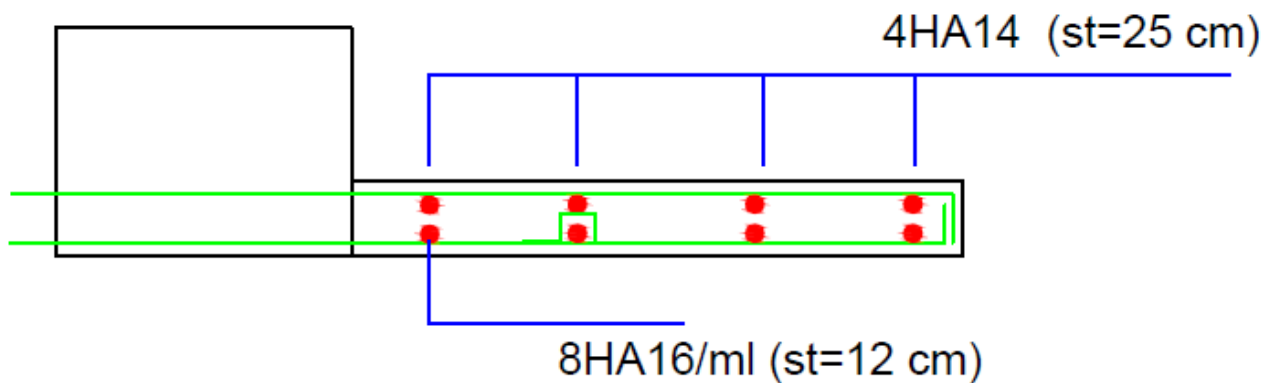


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du débord

VI.6. Etude des nervures

- Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

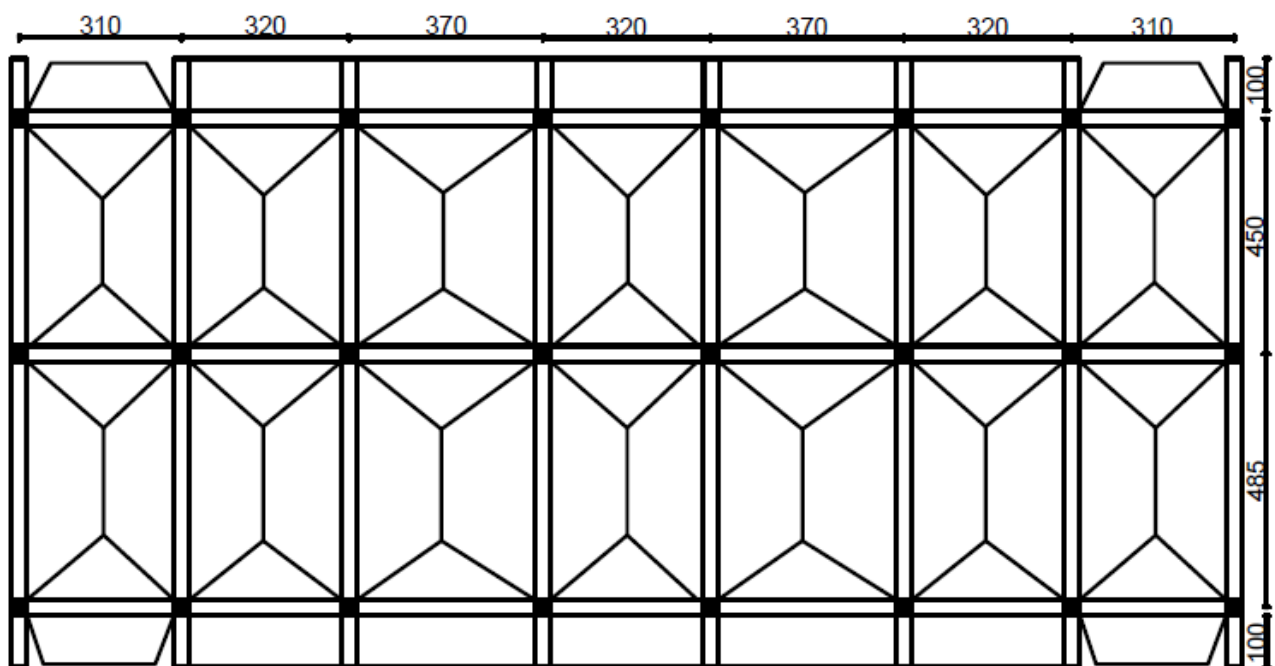


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Tableau VI.7 : les charges équivalentes uniformément réparties

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$ $P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 205,63 \text{KN/m}^2$, $Q_s = 146,16 \text{KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

❖ Sens X-X :

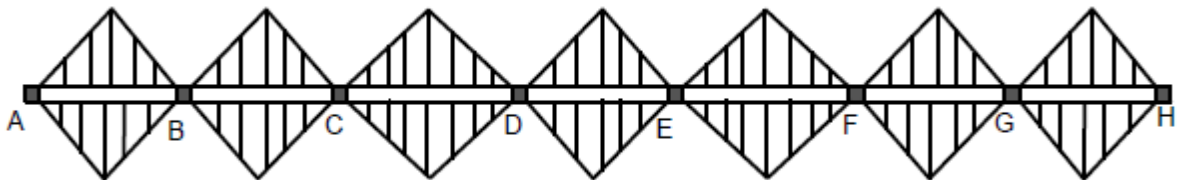


Figure VI.6. Schéma des nervures dans le sens x-x

❖ Sens Y-Y:

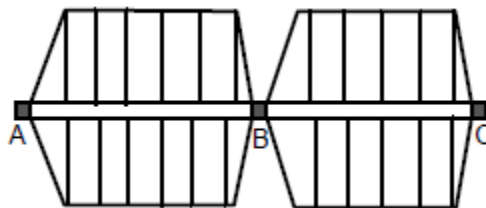


Figure VI.7. Schéma des nervures dans le sens y-y

Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

✓ **Moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

❖ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.1	3.1	342.71	-61.75	- 336.50	1.29	224.01
B-C	3.2	2.56	356.42	- 336.50	- 362.33	1.57	106.88
C-D	3.7	2.96	424.96	- 362.33	- 362.33	1.85	364.87
D-E	3.2	2.56	356.42	- 362.33	- 362.33	1.6	93.88
E-F	3.7	2.96	424.96	- 362.33	-362.33	1.85	364.87
F-G	3.2	2.56	356.42	-362.33	-336.5	1.62	106.88
G-H	3.1	3.1	342.71	-336.5	-61.75	1.80	224.01

❖ **Sens y-y :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4,5	4,5	478.04	-181.50	- 1260.49	1.74	549.17
B-C	4,85	4,85	496.27	- 1260.49	- 218.87	2.85	-765.97

Ferraillage de la nervure

$h_t = 0.75m, h_r = 0.30m, b_0 = 0.65m, d = 0.70m$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(1.85m ; 0,485 m)$$

Donc, $b = 1,62 m$.

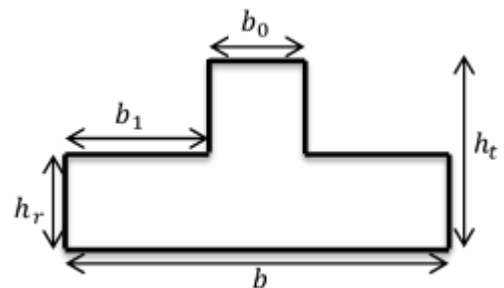


Figure VI.8. Section de la nervure

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10. Ferraillage de la nervure sens X-X

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	364.87	15,23	13.69	17.75	5HA16+5HA14
	Appui	362.33	15,12		17.75	5HA16+5HA14

✓ Sens Y-Y :

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11. Ferrailage de la nervure sens Y-Y

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	765.97	32.61	13.69	34.95	2HA25+8HA20
	Appui	1260.49	55.05		55.29	2HA32+8HA25

• Vérifications :

A l'ELU :

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	786,176	0.69	2.5	Vérifiée
Sens y-y	1418,221	1,25	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

• État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-x	travée	259.67	13.61	982765	3.59	15	223.47	201.63
	appui	257.70	13.61	982765	3.56	15	221.78	201.63
y-y	travée	544,441	18.29	1732201	5.74	15	243.77	201.63
	appui	895.936	22.13	2485731	7.97	15	258.76	201.63

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.14. Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s

Localisation		A cal	A_s (cm ²)	Choix par (m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	Travée	19.67	21.24	1HA20+9HA1 6	14.74	1145835	3.34	187.83
	Appui	19.53	21.24	1HA20+9HA1 6	14.74	1145835	3.31	186.41
y-y	Travée	42.25	43.29	8HA25+2HA1 6	20.01	2055374	5.30	198.59
	Appui	70.95	74.16	8HA32+2HA2 5	24.88	3096298	7.20	195.79

- Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(21.42; 65; 16) = 16mm \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{lmin}\right) \Rightarrow St \leq \min(18.7; 12; 16) = 12cm$$

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

❖ **Armatures de peau :**

La hauteur des nervures est $h = 75cm$, dans ce cas le **CBA (Article A.7.3)** préconise de mettre des armatures de peau de section $Ap = 3 \text{ cm}^2/ml$ de hauteur.

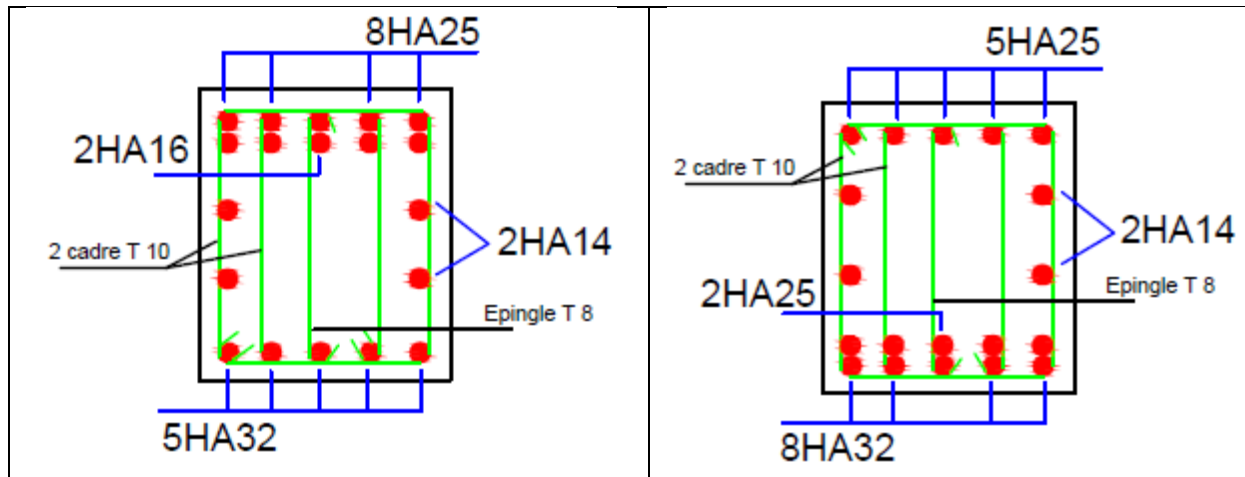
Pour $h = 75 \text{ cm}$,

On a: $Ap = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$. On opte $2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2/face$

• **Schéma de ferrailage :**

Tableau VI.15. Schéma de ferrailage des nervures

<i>Schémas de ferrailages des nervures</i>	
Sens X-X	
Travée	Appui
Sens Y-Y	
Travée	Appui



VI.7. Etude du voile Périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.

VI.7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h = 2.22$ m
- Longueur $L = 4.85$ m
- Épaisseur $e = 15$ cm
 - **Caractéristiques du sol**
 - Poids spécifique $\gamma_h = 20.4 \text{ KN/m}^3$
 - Cohésion $C = 0.39 \text{ bar}$
 - Angle de frottement : $\varphi = 27^\circ$

- **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- ❖ **La poussée des terres**

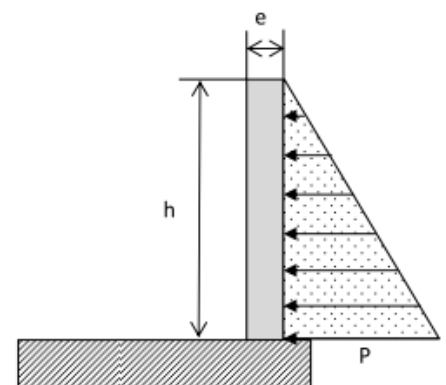


Figure VI.9. Section du voile périphérique

$$G = h \times \gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 1.2 \times 20.4 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) - 2 \times 0.39 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) = 8.71 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

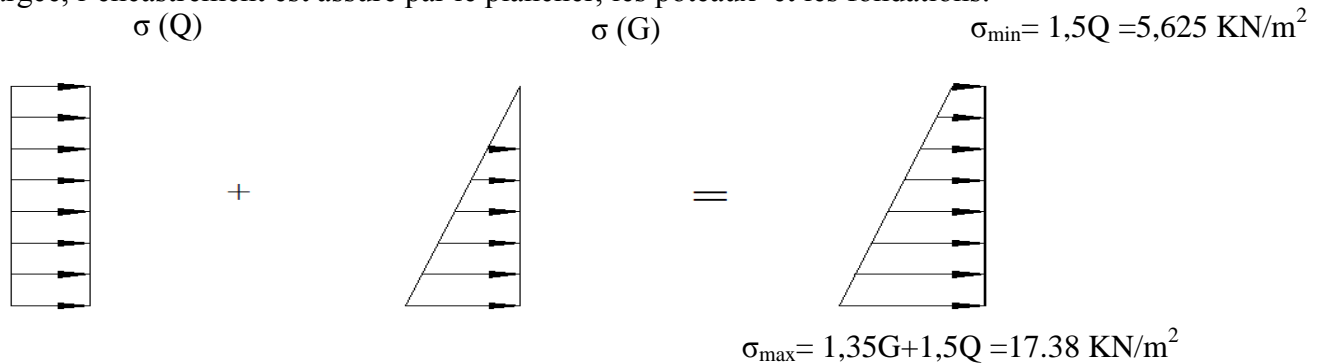


Figure VI.10. Section du ferrailage du voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 17.38 + 5.625}{4} = 14.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 14.44 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2,22 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,85 \text{ m} \quad e = 0,15 \text{ m}$$

$$\rho = 2,22/4,85 = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,45 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,1036 \times 14.44 \times 2,22^2 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2500 \times M_{0x} = 1,85 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 1,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -2,94 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.16. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	6,26	0,024	0,03	0,133	1,35	1,53	4HA10 = 3,14
	Y-Y	1,57	0,006	0,007	0,134	0,33	1,53	4HA8 = 2,01
Appui		- 2,94	0,011	0,013	0,134	0,63	1,53	4HA8 = 2,01

❖ **Espacements**

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

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

• **Vérifications**

$$\rho = 0,45 > 0,4$$

$$e = 15 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,45) 100 \times 15 = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14,44 \times 2,22}{2} \times \frac{4,85^4}{2,22^4 + 4,85^4} = 15,12 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14,44 \times 4,85}{2} \times \frac{2,22^4}{2,22^4 + 4,85^4} = 1,47 \text{ KN}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,112 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

- **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,45 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,1063 \\ \mu_y = 0,3234 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 12,46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 12,46 + 3,75}{4} = 10,28 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 10,28 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,1063 \times 10,28 \times 2,22^2 = 5,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3234 \times M_{0x} = 1,74 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -2,15 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.17. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	4,57	3,12	6087,13	2,34 < 15	Vérifiée	116,77 < 201,63	Vérifiée
	y-y	1,48	2,56	4167,70	0,90 < 15	Vérifiée	57,69 < 201,63	Vérifiée
Appui		2,15	2,56	4167,70	1,32 < 15	Vérifiée	84,61 < 201,63	Vérifiée

Schéma de ferrailage du voile périphérique

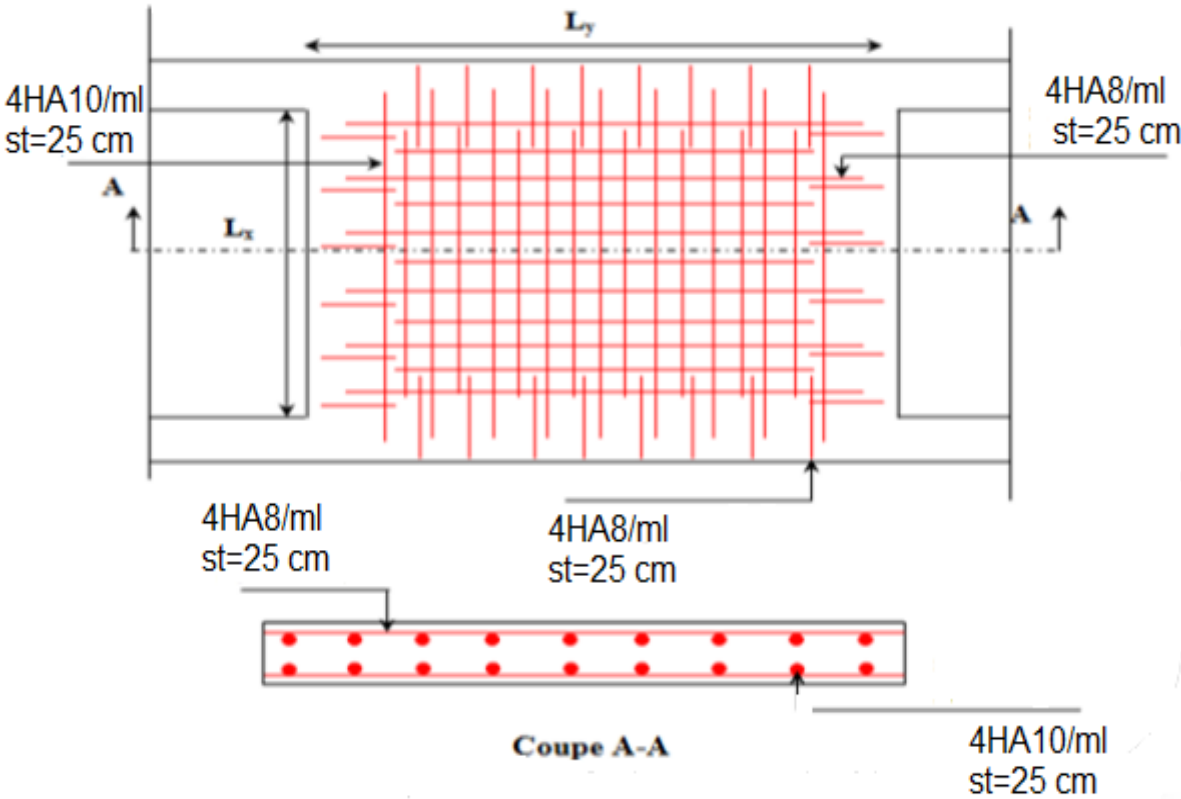


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation débuter avec le logiciel sap2000 v14.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver d'enrichir les connaissances le long de notre cursus et d'en faire un certain nombre de conclusions est parmi ses conclusion on a pu retenir ce qui suit :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré (cas de Boumerdes). Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles correctement dimensionnés et disposés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation :

- ⇒ Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ⇒ L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- ⇒ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ⇒ Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction, car elles offrent une bonne rigidité, et cela à des coûts moyens
- ⇒ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avant vérifier les effets du second ordre (effet P-delta).L'effet P-

Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. Il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.

⇒ Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistant aux niveaux des zones nodales.

D'autre part l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

Caractéristiques générales															
Installation		en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)				Alimentation				collective (à sensibilité sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)					
Nombre de faces de service		simple accès				Routes automatiques									
Distance min entre niveaux		255 cm													
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (2) en kVA	Réaction maxi en daN					
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM			
	BO	TO	HO	largeur	prof.	hauteur	trappe	In	Id	In	Id				
355	360	180	360	200	120 x 100			36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100			37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100			28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100			42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100			36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100			54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100			49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100			31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100			59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100			49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100			123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100			☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120			☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100			59	142	34	82	40	29000	3500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100			49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100					52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100			59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120			141	451	92	262	111	30000	12000	1500
465	540	260	480	220	150 x 120			☐	☐	☐	☐	☐	31000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120			☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
400	440	260	430	200	140 x 100			59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	120 x 100			49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100					52	127	62	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100			65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120			166	530	96	307	130	35000	12500	1500
470	440	260	520	220	150 x 120			☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120			☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140			☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbole ISO 7041 (partie 1) du Comité National de l'Équipement des Handicapés (CNÉH) (NF 001). Ces appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises sans le concours d'un document général d'égaleur d'installation à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ DTR B.C.2.331 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).