



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme de master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment ($\mathbb{R}+8+SOUS\ SOL$) à usage
d'habitation contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

YAHIAOUI Toufik

AOURTILANE Fouad

Encadré par : M^r MERIDJA Nabil

Members de jury:

M^r BENYESSAD

M^{me} SEGHIR

Juin 2013

Remerciements

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

*Avant tous, nous remercions ALLAH 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^r MERIDJA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

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

TOUFIK & FOUAD

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 mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans

Ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères : Allaoua, Rabah, Moumouh,

A mes tantes et à mes oncles. A

chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

AOURILANE FOUAD

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents AHMED et TOUNES 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 donner tous les moyennes de réussite, merci mes parents.

À mes chers frères et sœurs

LOUNES, ABDERRAHMANE, HASSINA

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis.

En fin, je remercie mon ami mon binôme AOURLANE Fouad qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

YAHIAOUI Toufik

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation du projet.....	2
I.2. Caractéristique de la structure.....	2
I.3. Règlements et normes utilisés.....	3
I.4. Etats Limites.....	4
I.5. Actions et sollicitations.....	5
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	7
I.7. Hypothèses de calcul.....	13

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	15
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	15
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	17
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	23
II.5. Descente de charge.....	28
II.6. Conclusion.....	36

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	37
III.2. Etude des escaliers.....	76
III.3. Etude des poutres de chaînage.....	97
III.4. Etude de l'ascenseur.....	103

III.5. Etude de l'acrotère.....	110
---------------------------------	-----

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction.....	117
-------------------------	-----

IV.2. Objectifs et exigences.....	117
-----------------------------------	-----

IV.3. Méthode de calcul.....	117
------------------------------	-----

IV.4. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	121
--	-----

IV.5. Interpolation des résultats de l'analyse dynamique.....	122
---	-----

IV.6. Conclusion.....	130
-----------------------	-----

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. introduction	131
-------------------------	-----

V.2 .Etude des poutres.....	131
-----------------------------	-----

V.3. étude des poteaux	142
------------------------------	-----

V.3. Etude des voiles.....	152
----------------------------	-----

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	159
--------------------------	-----

VI.2. Choix du type des fondations.....	159
---	-----

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer.....	159
---	-----

VI .4. Etude des fondations	159
-----------------------------------	-----

VI .5. Radier général.....	161
----------------------------	-----

VI .6. Etude d mur adossé.....	177
--------------------------------	-----

Conclusion générale	184
----------------------------------	-----

Bibliographie	185
----------------------------	-----

Annexes

TABLE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 : Plan de situation du projet	2
Figure I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	8
Figure I.3 : Diagramme des contraintes du béton.	9
Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton	9
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.	12
Figure I.6 : Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots).	13

Chapitre II

Figure II.1 : Coupe de voile en élévation.	16
Figure II.2 : Coupe transversale dans un plancher à corps creux	17
Figure II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles	18
Figure II.4 : Coupe transversale d'une poutrelle.	18
Figure II.5 : Coupe verticale de l'escalier	19
Figure II.6 : Escalier à deux volées	20
Figure II.7 : coupe transversal du plancher terrasse inaccessible	23
Figure II.8 : coupe transversal dans le plancher étage courant	23
Figure II.9 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.	29
Figure II.10 : la surface afférente de poteau B-1	29
Figure II.11 : la surface afférente de poteau B-2	32
Figure II.12 : Section brute (B_r)	34

Chapitre III

Figure III.1 : moments aux appuis pour une poutre à 2 travées	38
Figure III.2 : moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées	38
Figure III.3 : moments aux appuis pour une poutre à plus de 3 travées	38
Figure III.4 : effort tranchant pour une poutrelle à deux travées	39
Figure III.5 : effort tranchant pour une poutre à plus deux travées.	39

Figure III.6 : charges appliquées sur la poutrelle type 1 de plancher s-sol	43
Figure III.7 : poutrelle type 4 de plancher sous sol	47
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	75
Figure III.9 : dimensions de l'escalier RDC	76
Figure III.10 : schéma de ferrailage de la partie AB de l'escalier RDC	81
Figure III.11 : schéma de ferrailage de palier en consol d'escalier RDC	83
Figure III.12 : dimensions d'escalier étage courant	84
Figure III.13 : schéma de ferrailage de la partie AB de l'escalier étage courant	87
Figure III.14 : schéma de ferrailage de palier en consol de l'escalier étage courant	90
Figure III.15 : schéma de ferrailage de la poutre palière RDC	95
Figure III.16 : schéma de ferrailage de la poutre palière étage courant	96
Figure III.17 : schéma de ferrailage de la poutre de chaînage coté balcon	100
Figure III.18 : ferrailage de la poutre de chaînage a coté de l'assesseure	102
Figure III.19 : Schéma représentant la surface d'impact	103
Figure III.20 : schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	109
Figure III.21 : Coupe transversale de l'acrotère	110
Figure III.22 : Section à ferrailer de l'acrotère	113
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	116

Chapitre IV

Figure IV.1 : disposition des voiles	122
Figure IV.2 : 1 ^{er} mode (translation suivant X)	123
Figure IV.3 : 2 ^{ème} mode (translation suivant Y)	124
Figure IV.4 : 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	124

Chapitre V

Figure V.1 : Dispositions constructives des portiques	133
Figure V.2 : Zone nodale	143
Figure V.3 : sollicitation dans la zone nodale	149
Figure V.4 : Réduction des sections dans les poteaux	151
Figure V.5 : Schéma d'un voile pleine	153
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy2 RDC	157

Chapitre VI

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	160
--	-----

Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante	161
Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement	163
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier	170
Figure VI.5 : Schéma statique du débord.	170
Fig. VI.6 : Schéma de ferrailage du débord	171
Fig. VI.7 : lignes de rupture sens X-X	173
Fig. VI.8 : lignes de rupture sens Y-Y	173
Figure VI.9 : Section à ferrailer.	174
Figure VI.10 : Schéma du mur adossé	177
Figure VI.11 : répartition des contraintes sur le mur adossé.	178
Figure VI.12 : schéma de ferrailage du mur à dosé	183

TABLE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.	11
---	----

Chapitre II

Tableau II.1 : dimensions de l'escalier étage couran	21
Tableau II.2 : dimensions de l'escalier de RDC	22
Tableau II.3 : évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse	23
Tableau II.4 : évaluation des charges et surcharges du plancher étage courant	25
Tableau II.5 : évaluation des charges et surcharges du plancher sous sol	25
Tableau II.6 : évaluation des charges et surcharges de balcon et séchoir	25
Tableau II.7 : G du mure double cloison	26
Tableau II.8 : G du mure simple cloison	26
Tableau II.9 : charges et surcharges des paliers des escaliers	27
Tableau II.10 : charges et surcharges des volées d'escalier étage courant	27
Tableau II.11 : charges et surcharges des volées d'escalier de RDC	27
Tableau II.12 : calcule de Q selon la loi de dégression de charge	30
Tableau II.13 : Evaluation des charges « G » et surcharge Q pour le poteau B-1	32
Tableau II.14 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau	33
Tableau II.15 : Vérification de la résistance (compression simple)	34
Tableau II.16 : Vérification au flambement	35
Tableau II.17 : Prévérification de l'effort normal réduit	36

Chapitre III

Tableau III.1 : les différents types de poutrelles de plancher sous sol	41
Tableau III.2 : les différents types de poutrelles de plancher d'étage courant	41
Tableau III.3 : les différents types de poutrelles de plancher terrasse inaccessible	42
Tableau III.4 : poutrelle d'étage locale des machines	42
Tableau III.5 : combinaisons d'actions	43

Tableau III.6 : moment aux appuis et en travées de la poutrelle type1 de plancher sous sol	46
Tableau III.7 : effort tranchant au niveau des appuis de la poutrelle type1 de sous sol	46
Tableau III.8 : Les moments aux appuis dans la poutrelle type 4 de plancher s-sol	48
Tableau III.9 : les moments en travées dans la poutrelle type 4 de plancher s-sol	49
Tableau III.10 : Les efforts tranchants de la poutrelle type 4 de plancher s-sol	50
Tableau III.11 : sollicitation dans les poutrelles de plancher sous sol	52
Tableau III.12 : sollicitation dans les poutrelles de plancher étage courant	54
Tableau III.13 : sollicitation dans les poutrelles de plancher terrasse inaccessible	55
Tableau III.14 : sollicitation dans la poutrelle de plancher local des machines	55
Tableau III.15 : sollicitation maximales dans les poutrelles des différents planchers	56
Tableau III.16 : diagrammes des sollicitations max	58
Tableau III.17 : Ferrailage des poutrelles des balcons	69
Tableau III.18 : Ferrailage des poutrelles de plancher étage courant	69
Tableau III.19 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	70
Tableau III.20 : Ferrailage des poutrelles de plancher terrasse inaccessible	70
Tableau III.21 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible	70
Tableau III.22 : Evaluation de la flèche dans le plancher local des machines	71
Tableau III.23 : Evaluation de la flèche dans le plancher local des machines	71
Tableau III.24 : Le ferrailage des différentes poutrelles	72
Tableau III.25 : schéma de ferrailage de palier en consol de l'escalier étage courant	74
Tableau III.26 : ferrailage de l'escalier étage courant	76
Tableau III.27 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	78
Tableau III.28 : ferrailage de palier intermédiaire en consol	81
Tableau III.29 : ferrailage de l'escalier étage courant	85
Tableau III.30 : vérification de la contrainte de béton comprimé de l'escalier	86
Tableau III.31 : évaluation de la flèche de la volé d'escalier étage courant	87
Tableau III.32 : ferrailage de palier en consol de l'escalier RDC	88
Tableau III.33 : réaction d'appuis de la poutre palière	91
Tableau III.34 : sollicitations revenant à la poutre palière	91
Tableau III.35 : ferrailage de la poutre palière	91
Tableau III.36 : les sollicitations que subit la poutre de chainage	98
Tableau III.37 : Combinaisons d'action de l'acrotère	98
Tableau III.38 : ferrailage de la poutre de chainage	99
Tableau III.39 : vérification de la poutre de chainage a l'ELU	99

Tableau III.40 : vérification de la Contraintes de compressions de la poutre de chainage	101
Tableau III.41 : les sollicitations que subit la poutre de chainage	101
Tableau III.42 : ferrailage de la poutre de chainage	101
Tableau III.43 : vérification de la poutre de chainage a l'ELU	105
Tableau III.44 : Charge permanente revenant à l'acrotère	110
Tableau III.45 : Combinaisons d'action de l'acrotère.	111

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	118
Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	123
Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales	125
Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales dans le sens X	125
Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales dans le sens Y	126
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit	126
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques	127
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens X	128
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens Y	128
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	129

Chapitre V

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires pour les différents planchers	135
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles	136
Tableau V.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton	139
Tableau V.4 : Schémas de ferrailage des Poutres principales	141
Tableau V.5 : Schémas de ferrailage des Poutres secondaires	141
Tableau V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	143
Tableau V.7 : Les sollicitations dans les poteaux	145
Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux	145
Tableau V.9 : armatures transversal	145
Tableau V.10 : vérification au flambement	147
Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	148
Tableau V.12 : vérification aux sollicitations tangentes	148
Tableau V.13 : Les moments résistants dans les poteaux	149
Tableau V.14 : Vérification de la zone nodale	150
Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des poteaux	151

Tableau V.16 : Ferrailage du voile Vx1	155
Tableau V.17 : Ferrailage du voile Vy2	156
Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vy3	157

Chapitre VI

Tableau VI.1 : ferrailage du radier	167
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	169
Tableau VI.3 : Section d'armatures adoptées pour le ferrailage du radier	169
Tableau VI.4 : Sections d'armatures du débord.	170
Tableau VI.5 : formules des charges équivalentes	172
Tableau VI.6 : Sollicitations dans la nervure de radier dans le sens longitudinale (X-X)	173
Tableau VI.7 : Sollicitations dans la nervure de radier dans le sens transversal (Y-Y)	173
Tableau VI.8 : ferrailage des nervures du radier.	174
Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant	175
Tableau VI.10 : vérification des contraintes.	176
Tableau VI.11 : section de ferrailage adopté pour les nervures	176
Tableau VI.12 : Dispositions constructives des armatures dans la nervure	177
Tableau VI.13 : ferrailage de mur adossé	180
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes	182

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E	Séisme
G	Charges permanentes
M	Charges d'exploitations à caractère particulier.
Q	Action variables quelconque.
S	Action dues à la neige.
W	Action dues au vent.
A_s	Aire d'un acier.
B	Aire d'une section de béton.
E	Module d'élasticité longitudinal.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_i	Module de déformation instantanée.
E_{fl}	Module de déformation sous fluage.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_v	Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de jjours).
F	Force ou action en général.
I L	Moment d'inertie.
M	Longueur ou portée.
M_g	Moment en général.
M_q	Moment fléchissant développé par les charges permanente.
a	Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
b	Une dimension (en générale longitudinal).
b₀	Une dimension (largeur d'une section).
d	Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
e	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée. Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
F_{c28 et f_{t28}}	Grandeurs précédentes avec j=28j.
g	Densité des charges permanentes.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section.
i	Rayon de giration d'une section de B A.
j	Nombre de jours.
l_f	Longueur de flambement.
l_s	Longueur de scellement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton ;
p	Action unitaire de la pesanteur.
q	Charge variable.
S_t	Espacement des armatures transversales.
x	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.

Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, doit-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures ?

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+8+Sous-Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

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

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Présentation de l’ouvrage

L’ouvrage qui fait l’objet de notre étude est un bâtiment (R+8+sous-sol) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée à usage d’habitation et commerciale au rez de chaussée, elle est classée d’après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d’usage **2**, ayant une importance moyenne.

L’assiette du projet se situe au lieu dit « oued seghir », aux quatre chemins, D’après la classification sismique des wilayas et communes d’Algérie (classification 2003), Bejaïa est classé dans la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité). La figure suivante nous montre la situation du projet.



Figure I.1 : plan de situation du projet

I.2. Caractéristique de la structure

I.2.1. Caractéristiques géométriques

- ✓ Largeur en plan.....10.5m.
- ✓ Longueur en plan.....25.5m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....28.68m.
- ✓ Hauteur du sous-sol.....3.06m.
- ✓ Hauteur du RDC.....4.20m.
- ✓ Hauteur des étages courants.....3.06m.

I.2.2. Données de site

- ❖ L’ouvrage appartient au groupe d’usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.

- ❖ Le sol de notre site est constituée essentiellement par des remblais hétérogènes, des sables limoneux à caillouteux et des argiles limoneuses légèrement vaseuses de couleur marron repose sur des argiles marneuses moyennement compactes.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5\text{bars}$. (Annexe I)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=3.5 m**

I.2.3. Description structurale

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les 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 âme d'air de 5cm.
 - ✓ les murs de séparation intérieure seront 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 terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **Balcons**

Les balcons sont réalisés en corps creux.
- ❖ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes

 - ✓ transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - ✓ limitation des tassements différentiels.

I.2.4. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3. Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.

❖ DTR BC2.33.2.

I.4. Etats limites (BAEL91)

I.4.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.2 les hypothèses de calcul :

I.4.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

1- conservation des sections planes.

- ✓ il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- ✓ la résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- ✓ le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ le diagramme contrainte déformation (σ ; ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- ✓ on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- ✓ les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- ✓ le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- ✓ $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

- ✓ On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.5.Actions et sollicitations

I.5.1 les actions

I.5.1.1 Définitions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

➤ **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.3. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU✓ **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU: $1,35G+1,5Q$
 ELS : $G+Q$

- Situations accidentelles : $G+Q\pm E$
 $0.8G\pm E$

I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux :

I.6.1. Le béton :

I.6.1.1. Définition:

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2. Composition du béton

Pour un mètre cube du béton courant est composé de

- 350 Kg de ciment (CPA 325).
- 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).
- 800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons } (5 < D_g < 15\text{mm}). \\ \text{Gravier } (15 < D_g < 25\text{mm}). \end{array} \right.$
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

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

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

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

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

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

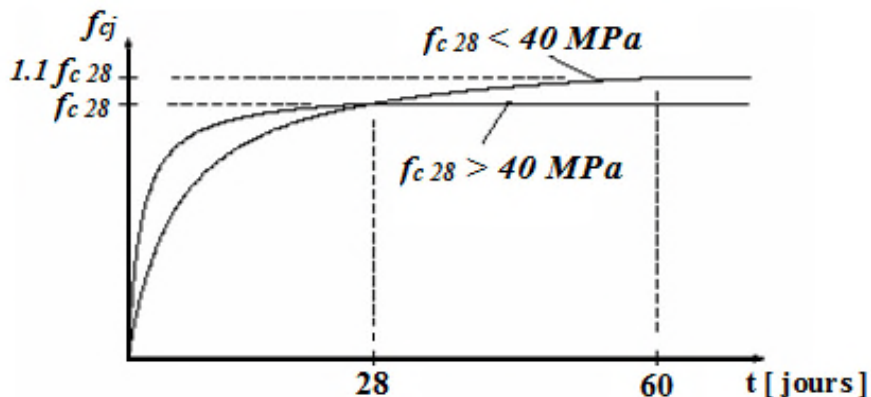


Figure I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b. Résistance à la traction f_{ij}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{ij} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa ; } f_{i28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

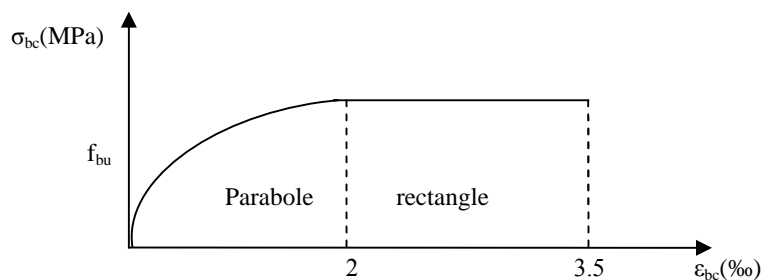


Figure I.3: Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPa pour : $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm} = 3,33\text{Mpa}$ → fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5\text{Mpa}$ → fissuration préjudiciable.

c.2. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

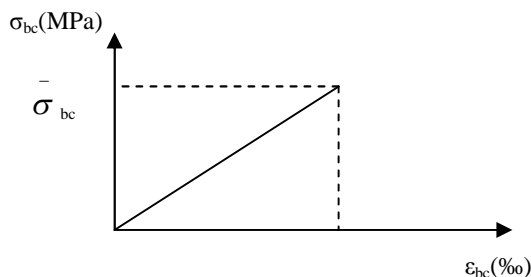


Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton:

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

✓ Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2 L'acier :

a. Définition:

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

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

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. Contrainte limite

✓ Etat limite ultime

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

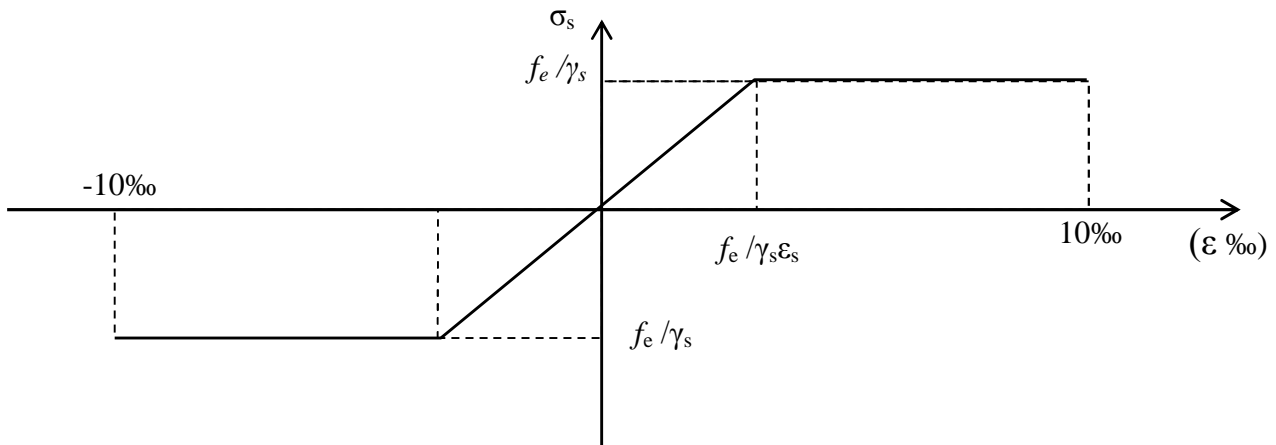


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service**

Nous avons pour cet état

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)}$$

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

I.7 Hypothèses de calcul

I.7.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 - $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion
 - $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

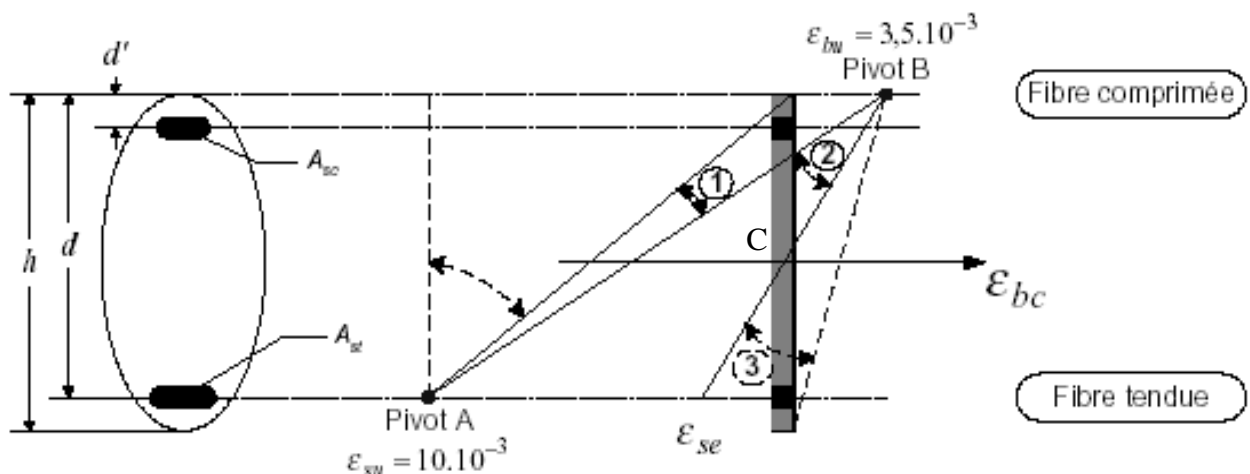


Figure I.6 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

II.1 Introduction

L'objectif du Prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Prédimensionnement des éléments principaux**II.2.1. Les poutres**

II.2.1.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

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

h: hauteur de la poutre.

L_{\max} : La portée maximale de la poutre entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 355\text{cm} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$$

On prend : **h=35 cm, b=30cm**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2. les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max}=375\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm}.$$

On prend: **h =35 cm, b =30 cm**

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 35) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30,35) \text{ cm}^2$

II.2.2. Poteaux

Les poteaux de notre ouvrage sont des éléments en béton armé, rectangulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). En appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- ✓ sous-sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage : (b,h) = (55,45) cm².
- ✓ 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage : (b,h) = (45,35) cm².

II.2.3. Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $e > 15 \text{ cm}$ (1).
- ✓ $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- ✓ $L > 4 e$(3).

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_e: \text{Hauteur libre d'étage} \\ e : \text{Epaisseur du voile} \\ L : \text{Longueur du voile.} \end{array} \right.$

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est :

- Sous sol et étages courant $h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$
 - RDC $h_e = 420 - 35 = 385 \text{ cm}$
- $e > (h_e / 20 = 13.55 \text{ cm})$
- $e > (h_e / 20 = 19.25 \text{ cm})$

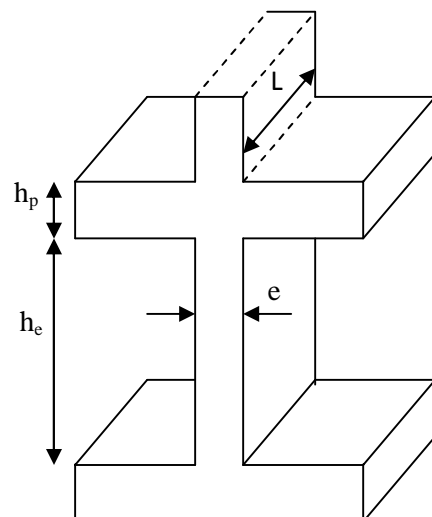


Figure II.1 : Coupe de voile en élévation.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$.

II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.3.1. les planchers

a) Définition

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- ✓ Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- ✓ Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet Les planchers sont en corps creux (balcons et séchoir inclus), le plancher a corps creux est constitué de :

- ✓ Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- ✓ Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- ✓ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- ✓ Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig. II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (415 - 30) = 385 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{385}{22.5} = 17.11 \text{ cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

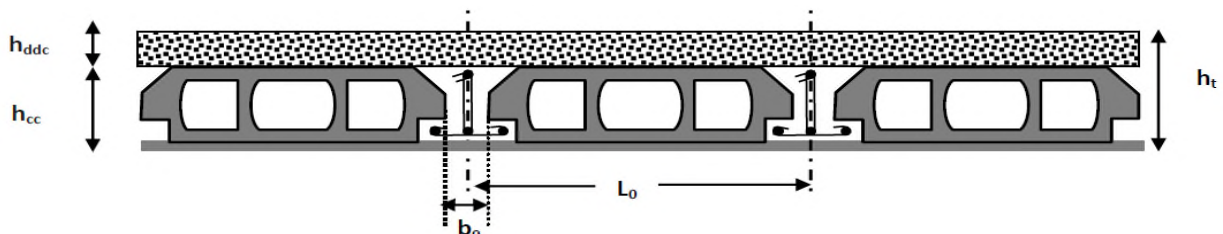


Figure II.2 : Coupe transversale dans un plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

b) Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

• **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II. 3)

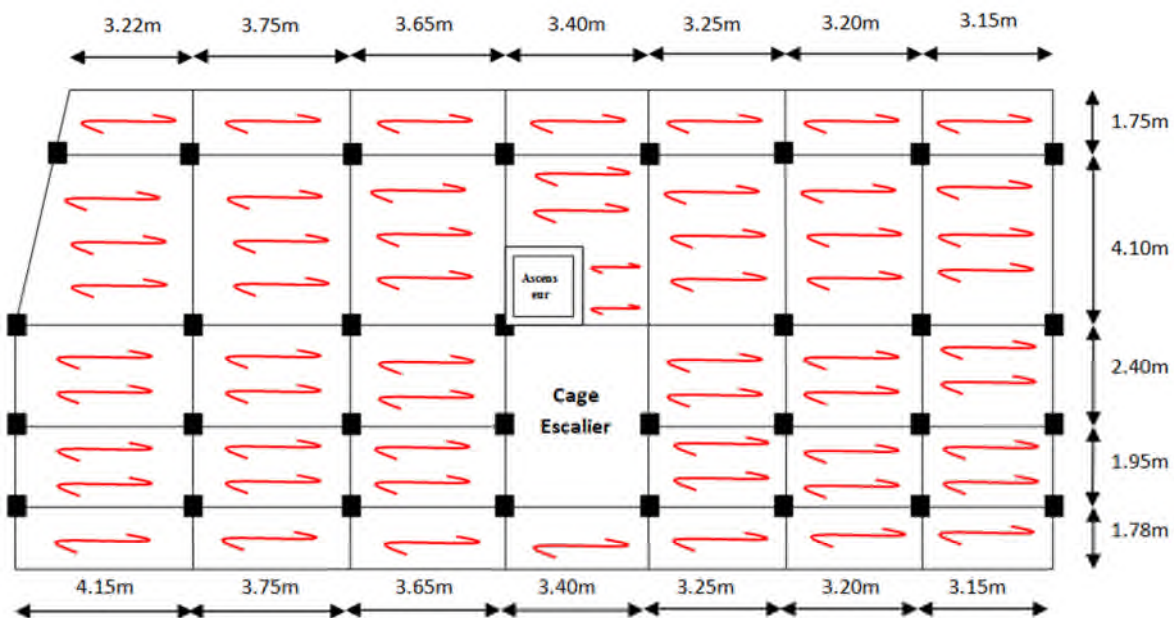


Figure II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles

• **Dimensionnement des poutrelles**

• **Détermination de la largeur de la table de compression**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

l_x : distance entre nus des deux poutrelles

$l_x = 65 - 10 = 55$ cm.

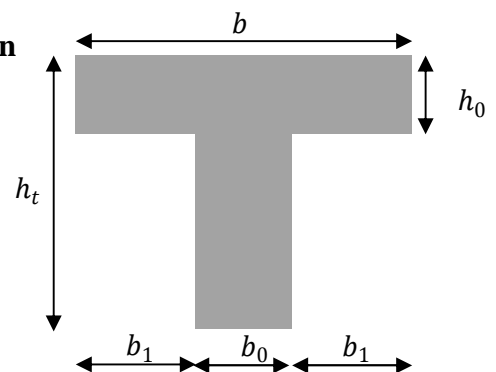


Figure II.4 : Coupe transversale d'une poutrelle.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 315 - 30 = 285 \text{ cm}$$

Donc : $L_x = 55 \text{ cm}$, $L_y = 285 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{285}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 28.5)$$

Soit : $b_1 = 25 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 25 + 10 = 60 \text{ cm}$$

Soit : $b = 60 \text{ cm}$.

II.3.2 Les escaliers

a) Terminologie

- ✓ **Lamarche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- ✓ **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- ✓ **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- ✓ **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5 m de la ligne de jour.
- ✓ **La paillasse** supporte les marches.
- ✓ **Volée** c'est une ensemble de marches d'un palier à un autre.

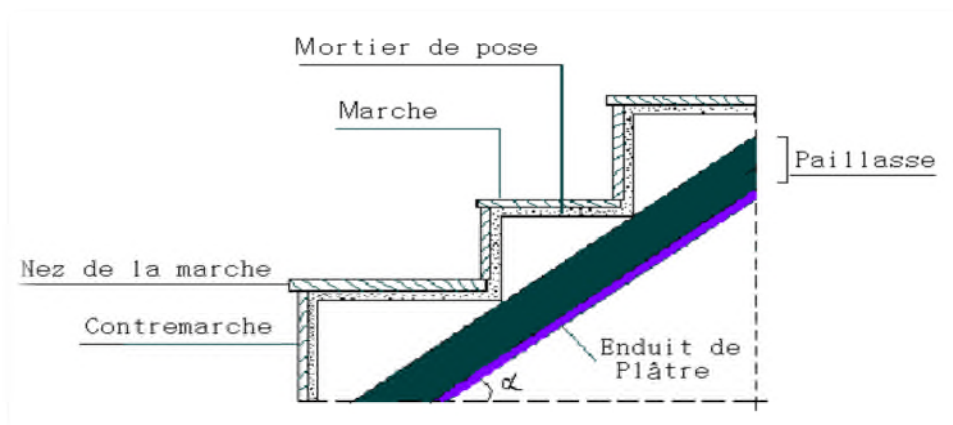


Figure II.5 : Coupe verticale de l'escalier

b) Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées droites.

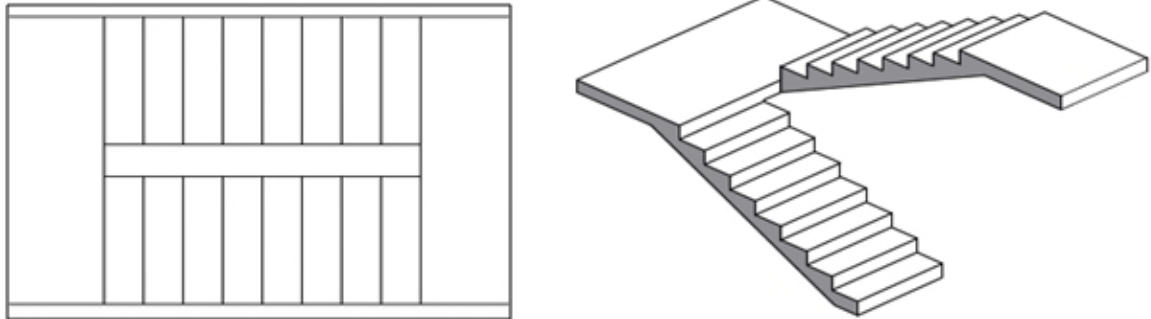


Figure II.6 : Escalier à deux volées.

c) Pré dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- ✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

c.1) Escalier étage courant

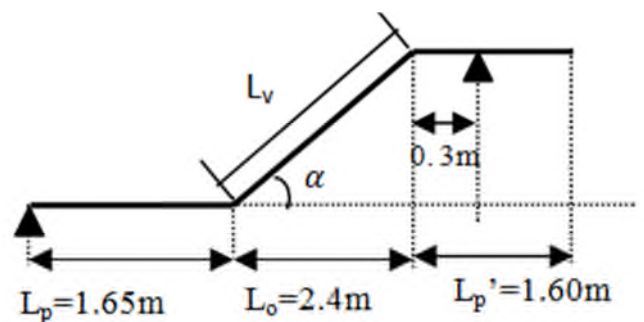
• **Première et deuxième volée**

✓ **Épaisseur de la paillasse**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$
(la longueur entre appuis)

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.



L_p : longueur du palier d'arrivé.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + 0.3 \Rightarrow$$

$$L = 1.65 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 0.3 = 4.79m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{479}{30} \leq e \leq \frac{4.79}{20} \Rightarrow 15.96cm \leq e \leq 23.95cm$$

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

On prend : $e = 18 cm$.

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

✓ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 150 cm$; $H = 102 cm$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient

Le nombre de contre marche est : **$n = 9$**

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 8$**

✓ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

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

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

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

Les dimensions de l'escalier sont récapitulées dans le tableau suivant :

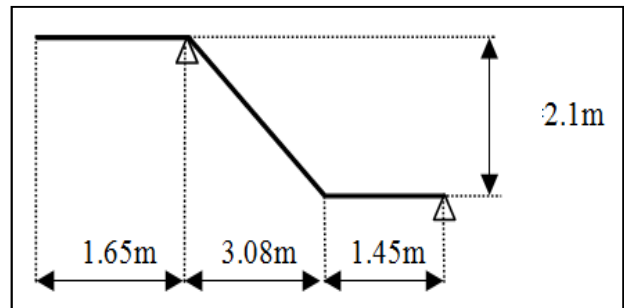
L_0 (cm)	H(cm)	n	h(cm)	g(cm)	α (°)	L(cm)	e(cm)
2.4	1.53	9	17	30	32.5	4.79	18

Tableau II.1: dimensions de l'escalier étage courant

c.2) escalier de RDC

$H = 4.20 \text{ m}$, $L_0 = 3.08 \text{ m}$

On procède de la même manière que l'escalier d'étage courant, les dimensions de celui de RDC sont récapitulées dans le tableau suivant



L_0 (cm)	H (cm)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	L (cm)	e (cm)
3.08	2.1	12	17.5	28	34.28	517	18

Tableau II.2 : dimensions de l'escalier RDC

II.4 Evaluation des charges et surcharges

II.4.1 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers

a) Plancher terrasse inaccessible

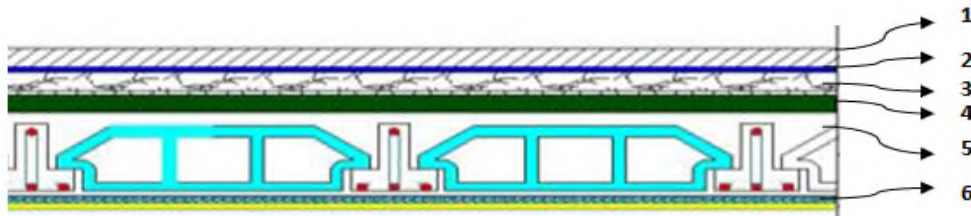


Figure II.7 : coupe transversal du plancher terrasse inaccessible

L'évaluation des charges « G » et des surcharges « Q » de plancher terrasse inaccessible est résumée dans le tableau ci dessous

Plancher	Référence	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G (KN/m ²)					5.75
Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)					1

Tableau II.3 : évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse

b) Planche étage courant

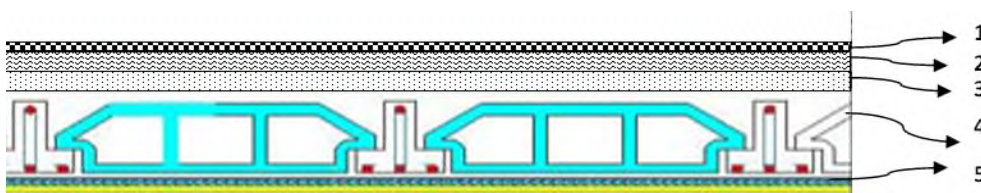


Figure II.8 : coupe transversal dans le plancher étage courant

L'évaluation des charges « G » et des surcharges « Q » de plancher étage courant sous sol est résumée dans le tableau ci dessous

Plancher	Référence	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Etage courant	1	Dalle de sole	28	0.01	0.28
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1
Charges permanentes G (KN/m ²)					5.17
Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)					1.5

Tableau II.4 : évaluation des charges et surcharges du plancher étage courant

c) Planche sous sol

L'évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de plancher sous sol est résumée dans le tableau ci dessous

Plancher	Référence	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Sous sol	1	Dalle de sole	28	0.01	0.28
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1

Charges permanentes G (KN/m ²)	5.17
Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)	5

Tableau II.5 : évaluation des charges et surcharges du plancher sous sol

d) balcons

L'évaluation des charges « G » et surcharges « Q » de balcon et séchoir est récapitulée dans le tableau suivant

Plancher	Référence	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Balcon	1	Dalle de sole	28	0.01	0.28
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36
	4	Plancher à corps creux (16+4 cm)	/	/	2.85
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1
Charges permanentes G (KN/m ²)					5.17
Surcharges d'exploitation Q (KN/m ²)					3.5

Tableau II.6 : évaluation des charges et surcharges de balcon et séchoir

II.4.2 Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

Les murs sont en brique creuse en double cloison pour les murs extérieurs et séparation et séparation logement et avec simple cloison pour les murs de séparation intérieur

a) double cloison (15+05+10 cm)

L'évaluation des charges « G » des murs en double cloisons est récapitulée dans le tableau suivant

Couches	Poids volumique (Kn/m ³)	Epissure (m)	Charges permanentes G (Kn/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G (KN/m²)			2.93

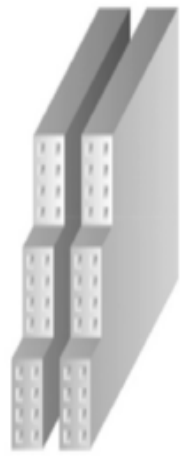


Tableau II.7 : G du mure double cloison

b) simple cloison (10cm)

L'évaluation des charges « G » des murs en simple cloison est donnée par le tableau suivant

Couches	Poids volumique (Kn/m ³)	Epissure (m)	Charges permanentes G (Kn/m ²)
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G (KN/m²)			1.46

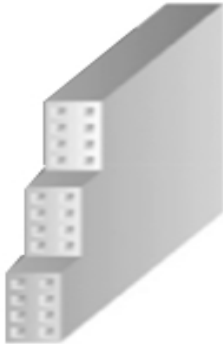


Tableau II.8 : G du mure simple cloison

II.4.3 Evaluation des charges et des surcharges des escaliers

II.4.3.1 les paliers

a) Etage courant et RDC

L'évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers est récapitulée dans le tableau suivant

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)
Palier	25	0.18	4.5
Carrelage	22	0.02	0.44

Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit de plâtre	18	0.015	0.28
Charges permanentes G (KN/m²)			5.98
Surcharges d'exploitation Q (KN/m²)			2.5

Tableau II.9 : charges et surcharges des paliers des escaliers

II.4.3.2.les volées

$$G = g_1 + g_2$$

g_1 : poids propre de la paillasse et des gradins donné par : $g_1 = P_0 + P_m$

$$\text{Avec : } \begin{cases} P_0 = (\rho_b \times e) / \cos \alpha \\ P_m = \rho_b \times h / 2 \end{cases}$$

$$g_2 = P_1 + (P_2 \times h/g) + (P_3 / \cos \alpha)$$

Avec : p_1 : poids des couches sur les marches horizontalement.

P_2 : poids des couches sur les contres marches verticalement.

P_3 : poids des couches en sous face de la paillasse.

a) Escalier d'étage courant

La charge G et surcharges Q de l'escalier étage courant et donné par le tableau suivant

Éléments	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)
Volée	9.095	2.5

Tableau II.10 : charges et surcharges des volées d'escalier étage courant

On suivant cette même méthode, on obtient les résultats cité dans les tableaux suivant

b) Escalier de RDC

Charge G et surcharges Q de l'escalier étage courant et donné par le tableau suivant

Éléments	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)
Volée	9.25	2.5

Tableau II.11 : charges et surcharges des volées d'escalier de RDC

II .5 Descente de charge

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.

- **La loi de dégression des charges d'exploitation**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

1, 2, n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9 Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

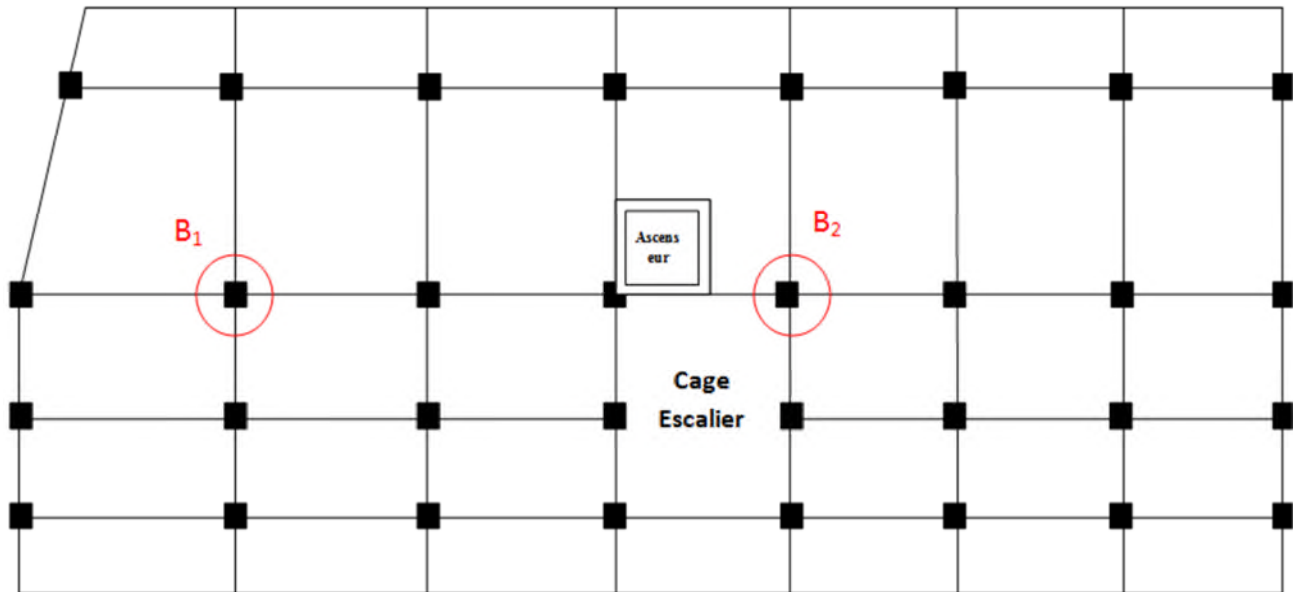


Figure II.9 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

a) Poteau B-1

- Surface afférente

$$S = (190 \times 192.5) + (172.5 \times 190) + (192.5 \times 105) + (172.5 \times 105)$$

$$S = 10.767 \text{ m}^2$$

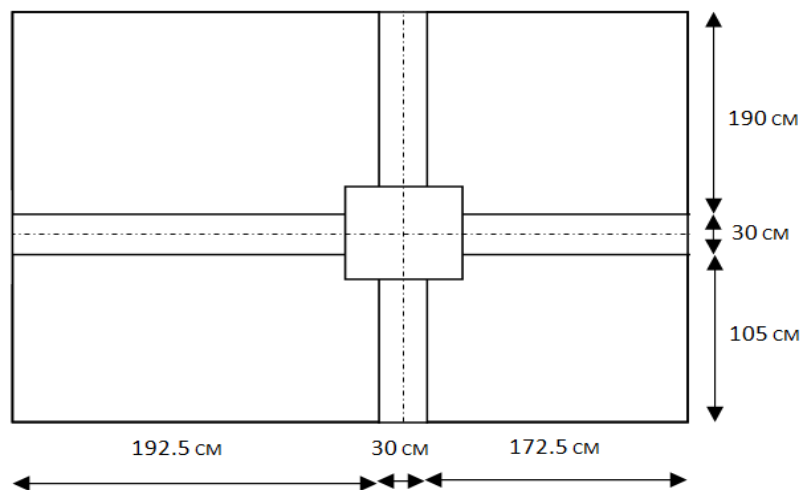


Figure II.10 : la surface afférente de poteau B-1

- Evaluation des surcharges Q pour le poteau B-1

Les résultats de l'évaluation de la surcharge Q selon la loi de dégression de charge sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Loi de dégression	Q cumuler (kn/m ²)	Surface afférente (m ²)	Q (kn)
Sous la terrasse inaccessible	Q0	1	10.787	10.787
Sous le 8eme étage	Q0+Q1	2.5		26.91
Sous le 7eme étage	Q0+0.95 (Q1+Q2)	3.85		41.47
Sous le 6eme étage	Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)	5.05		54.37
Sous le 5eme étage	Q0+0.85 (Q1+.....+Q4)	6.1		56.67
Sous le 4eme étage	Q0+0.80 (Q1+.....+Q5)	7		75.37
Sous le 3eme étage	Q0+0.75 (Q1+.....+Q6)	7.75		83.44
Sous le 2eme étage	Q0+0.71 (Q1+.....+Q7)	8.455		91.03
Sous le 1eme étage	Q0+0.68 (Q1+.....+Q8)	9.24		99.5
Sous le RDC	Q0+0.667 (Q1+.....+Q9)	12.34		132.86

Tableau II.12 : La surcharge Q selon la loi de dégression de charge

L'évaluation des charges « G » et surcharge Q pour le poteau B-1 est récapitulées dans le tableau suivant

Niveau	Elément	G [kn]	Q [kn]
Terrasse inaccessible	Plancher terrasse inaccessible	61.91	10.767
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	total	80.80	
Etage 8	Venant de terrasse	80.80	26.91
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (35x45)	10.867	
	total	166.217	
Etage 7	Venant d'étage 8	166.217	41.47
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (35x45)	10.867	
	total	251.634	

Etage 6	Venant d'étage 7	251.634	54.37
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (35x45)	10.867	
	total	337.051	
Etage 5	Venant d'étage 6	337.051	56.67
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (35x45)	10.867	
	Total	422.468	
Etage 4	Venant d'étage 5	422.468	75.37
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (40x55)	15.18	
	Total	512.198	
Etage 3	Venant d'étage 4	512.198	83.44
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (40x55)	15.18	
	Total	601.928	
Etage 2	Venant d'étage 3	601.928	91.03
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (40x55)	15.18	
	Total	691.658	
Etage 1	Venant d'étage 2	691.658	99.5
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	
	Poteau (40x55)	15.18	
	Total	781.388	
RDC	Venant d'étage 1	781.388	
	Plancher étage courant	55.66	
	Poutre secondaire	10.36	
	Poutre principale	8.53	

	Poteau (40x55)	21.45	132.86
	Total	877.388	
Sous sol	Venant de RDC	877.388	132.86
	Poteau (40x55)	15.18	
	Total	892.568	

Tableau II.13 : Evaluation des charges « G » et surcharge Q pour le poteau B-1

Donc à la base du poteau B-1 on aura les sollicitations suivantes

G = 892.568KN, Q = 132.86KN

b) Poteau B-2

La figure suivante illustre les surfaces repris par le poteau B-2

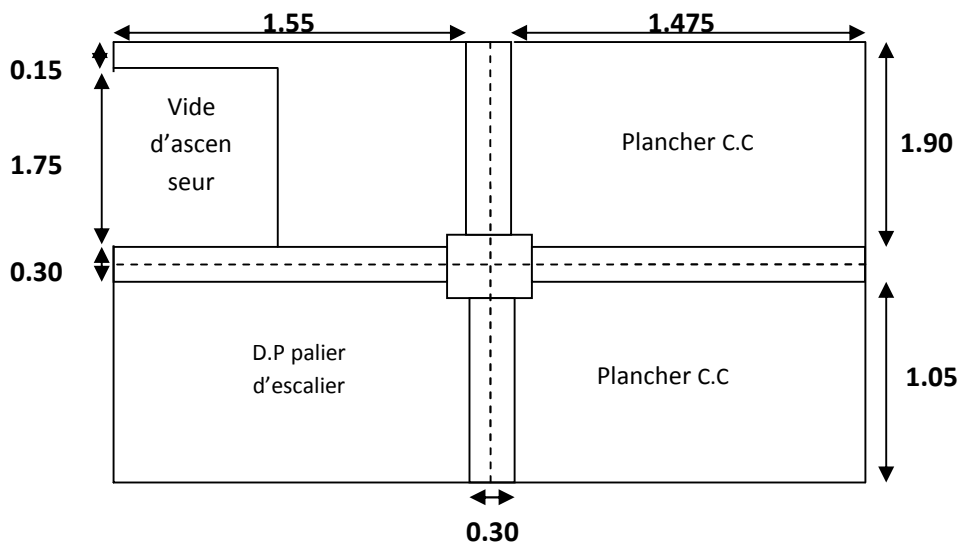


Figure II.11 : la surface afférente de poteau B-2

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve

G = 700.75KN, Q = 104.30KN pour le poteau B-2

Les calculs montrent que le poteau « B-1 » est le plus sollicité sous charges verticales.

✓ **Calcul de l'effort normal ultime N_u**

N_u est calculé comme suit : **$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$** ,

Le tableau suivant nous donne l'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N_u (KN)
Terrasse (N_1)	80.80	10.767	125.23
Etage 8 (N_2)	166.217	26.91	264.758

Etage 7 (N ₃)	251.634	41.47	401.91
Etage 6(N ₄)	337.051	54.37	536.57
Etage 5 (N ₅)	422.468	56.67	655.33
Etage 4 (N ₆)	512.198	75.37	804.52
Etage 3 (N ₇)	601.928	83.44	937.76
Etage 2 (N ₈)	691.658	91.03	1070.28
Etage 1 (N ₉)	781.388	99.50	1204.12
RDC (N ₁₀)	877.388	132.86	1383.76
Sous sol (N ₁₁)	892.568	132.86	1404.25

Tableau II.14 :L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau

II .5.1 Les vérifications

a) Vérifications de l'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 892.568 + 1.5 \times 132.86 = 1404.25 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires

l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)

L'effort normal maximum N_u = 1404.25 KN

Donc : N_u = 1.1 × 1272.828 = 1400.11 KN

b) Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1544.675 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.108 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.108 \text{ m}^2$$

les vérifications à la compression simple de poteau le plus sollicité sont résumées dans le tableau ci dessous

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Sous-sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1544.675 × 10 ⁻³	0.45x0.55	6.24	Vérifiée
5 ^{er} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	720.87 × 10 ⁻³	0.35x0.45	4.57	Vérifiée

Tableau II.15 Vérification de la résistance (compression simple)

c) Vérification des conditions du RPA

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

d) Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

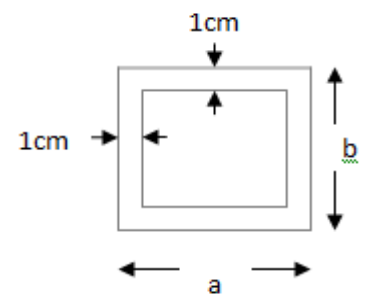


Figure II.12 : Section brute (B_r)

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } l_f = 0.7 \times l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

l_0 : hauteur d'étage

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$A_s \geq 0.8\% \times Br$. (0.8% en zone II, donné par le RPA99 version 2003 article 7.4.2 page 61)

On prend $A_s = 1\% \times Br$. (mesure de sécurité)

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
45×55	2475	306	214	13.49	0.82	2279	1544.67	856.37
45×55	2475	420	294	18.51	0.8	2279	1522.136	864.97
35×45	1575	306	214	16.60	0.813	1419	720.863	402.60

Tableau II.16 : Vérification au flambement

✓ **Prévérification de l'effort normal réduit**

Selon le RPA (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : V = effort normal réduit,

N_d = désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c = l'aire (section brute) du béton

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Sous-sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×55	2475	1544.67	0.24	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×45	1575	720.863	0.18	vérifiée

Tableau II.17 : Prévérification de l'effort normal réduit

II.6 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : **35x30**
- ✓ Poutres secondaires : **35x30**
- ✓ Poteaux Sous sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage : **45x55**
- ✓ Poteaux des étages 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage: **35x45**

III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé (poutrelles) qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Dans notre cas on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.1.2.1 Méthode de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

a.1) Domaine d'application (B.6.210)

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).

a.2) Application de la méthode

• Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier

- ✓ $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha).M_0)$
- ✓ $M_t \geq (1+0.3\alpha).M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
- ✓ $M_t \geq (1.2+0.3\alpha).M_0/2$ dans une travée de rive.

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.

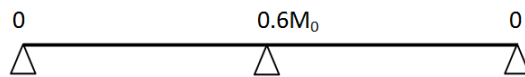


Figure III.1: moments aux appuis pour une poutre à 2 travées

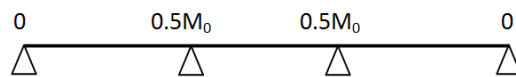


Figure III.2: moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées

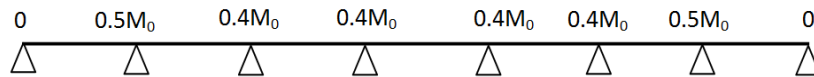


Figure III.3: moments aux appuis pour une poutre à plus de 3 travées

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
- ✓ $\alpha = Q / (G+Q)$, le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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 égale 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.

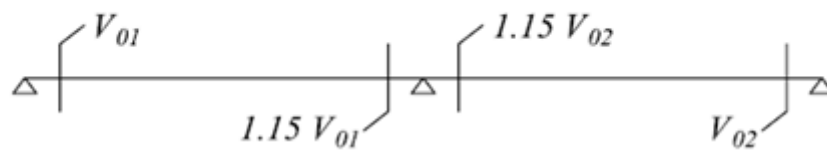


Figure III.4 : effort tranchant pour une poutre à deux travées.

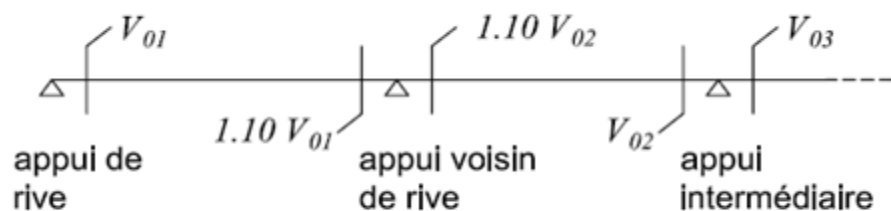


Figure III.5 : effort tranchant pour une poutre à plus deux travées.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- **Calcul des moments**

Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

En appuis

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que

L’_g et L’_d : longueurs fictives.

q_g et q_d : charge réparties sur les deux travées encadrant l’appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L’effort tranchant**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l’une des trois autres conditions n’est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot

Minorée, là en remplace la charge permanente G par G’=2/3G pour le calcul des moments aux niveaux des appuis seulement.

c) Les Différents types de poutrelles

Les tableaux suivants illustrent les différents types de poutrelles pour les différents types de planchers

➤ Poutrelles de plancher sous sol

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	


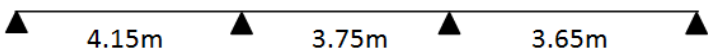
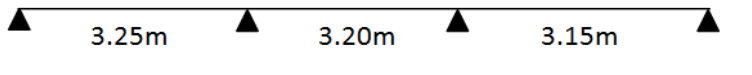
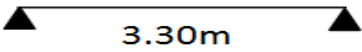
Type 3 q	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

Tableau III.1: les différents types de poutrelles du plancher sous sol

➤ Poutrelles de plancher étage courant

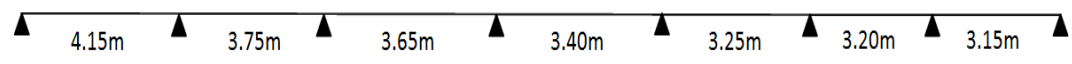
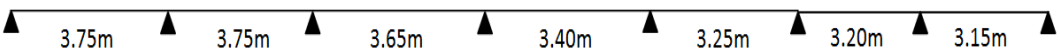
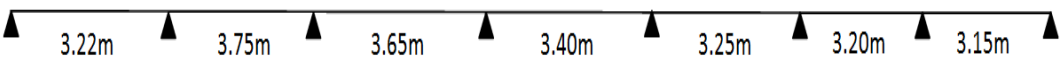

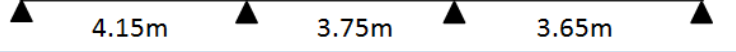
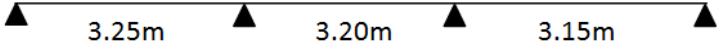
Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3 q	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

Tableau III.2 : les différents types de poutrelles du plancher étage courant

➤ Poutrelles de plancher terrasse inaccessible

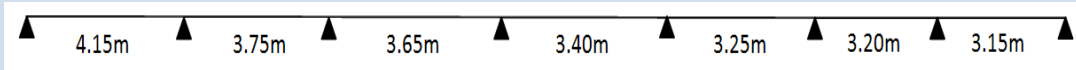
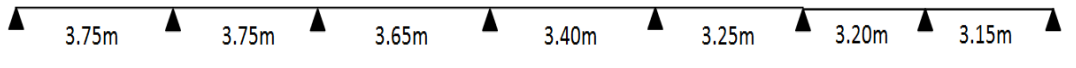
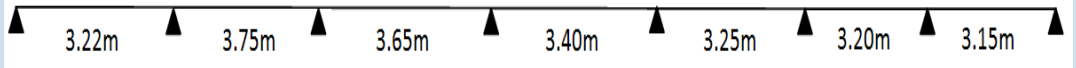
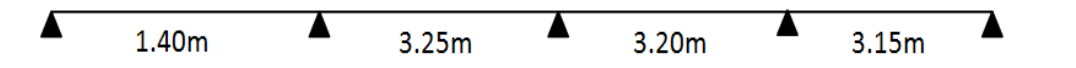
Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3 q	
Type 4	

Tableau III.3: les différents types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible

➤ Poutrelle de plancher local des machines

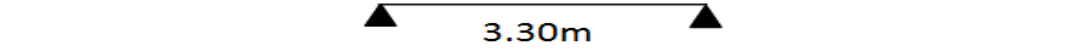
Type	Schéma statique
Type 1	

Tableau III.4: poutrelle du plancher local des machine

d) Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\text{A l'ELU} : q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{A l'ELS} : q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

❖ Plancher terrasse inaccessible

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,75 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,02 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,75 + 1) \times 0,65 = 4,387 \text{ KN/ml.}$$

❖ Plancher étage courant

$$G = 5,17 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,17 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,99 \approx 6 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (4,49 + 1,5) \times 0,65 = 4,33 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Plancher sous sol**

$$G = 5.17 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5.17 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9.41 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.17 + 5) \times 0,65 = 6.61 \text{ KN/ml.}$$

e) **Combinaisons d’actions et calculs des charges**

Les combinaisons d’actions et calcul de chargement à l’ELU et à l’ELS sont résumées dans le tableau ci dessous

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.387
Plancher Etage courant	5.17	1.5	8.31	6.00	6.67	4.33
Plancher sous sol	5.17	5.0	14.48	9.41	10.17	6.61

Tableau III.5: combinaisons d’actions

III.1.2.2. Application de la méthode forfaitaire « poutrelles type1 de plancher sous sol »

❖ **Etude d’une poutrelle à 7 travées avec la méthode forfaitaire**

❖ **Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire**

- ✓ $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.17, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- ✓ $I = \text{constant} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- ✓ $L_i / l_{i+1} = 4.15 / 3.75 = 1.1$ compris entre 0.8 et 1.25 $\dots\dots\dots$ vérifiée.
- ✓ F.P.N. $\dots\dots\dots$ vérifiée.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire sont vérifiées

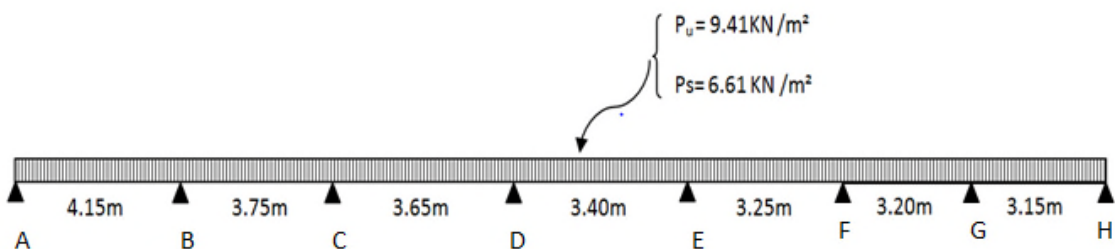


Figure III.6: charges appliquées sur la poutrelle type 1 du plancher s-sol

❖ **Calcul des sollicitations**

P_u : la charge transmise à la poutrelle a L’ELU=9.41KN/m²

P_s : la charge transmise à la poutrelle a L’ELS =6.61KN/m²

❖ **Calcul des moments isostatique à l'ELU**

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

$$\text{Travée A-B} : M_0 = \frac{9.41 \times (4.15)^2}{8} = 20,262 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = \frac{9.41 \times (3.75)^2}{8} = 16,545 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0 = \frac{9.41 \times (3.65)^2}{8} = 15,674 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} : M_0 = \frac{9.41 \times (3.40)^2}{8} = 13,6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F} : M_0 = \frac{9.41 \times (3.25)^2}{8} = 12,427 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G} : M_0 = \frac{9.41 \times (3.20)^2}{8} = 12,047 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée G-H} : M_0 = \frac{9.41 \times (3.15)^2}{8} = 11,674 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments aux appuis a l'ELU****Appuis de rives**

$$M_A = M_H = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15.M_0)$

$$M_A = M_H = -0.15 \times \max(20.262, 11.674) = 3.04 \text{ KN.m}$$

Appuis voisin de rives

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -10,131 \text{ KNm}$$

$$M_G = -0.5 \times \max(M_0^{FG}, M_0^{GH}) = -6,024 \text{ KNm}$$

Appuis intermédiaire

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -6,618 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -6,27 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \times \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = -5,44 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0.4 \times \max(M_0^{EF}, M_0^{FG}) = -4,971 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des moments en travées a l'ELU**

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

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

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

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

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 5.17} = 0.492$$

Travée AB

$$M_t + \frac{0 + 10.131}{2} \geq (1 + 0.3 \times 0.492) \times 20.262 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0.492) \times 20.262}{2} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 18.18 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 13.65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(18.18, 13.65) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 18.18 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t + \frac{10.131 + 6.618}{2} \geq (1 + 0.3 \times 0.492) \times 16.545 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0.492) \times 16.545}{2} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 10.61 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(10.61, 9.49) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10.61 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul des moments aux appuis et en travées aux états limites sont récapitulés dans le tableau ci-dessous, en suivant la même procédure de calcul citée ci-dessus

Travées	L [m]	M0 [KN.m]		Moments aux appuis				Mt [KN.m]	
				Mg [KN.m]		Md [KN.m]			
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A-B	4.15	20,262	14,232	3.04	2.13	-10,13	-7,116	18,187	12,775
B-C	3.75	16,545	11,621	-10,13	-7,116	-6,618	-4,648	10,613	7,454
C-D	3.65	15,674	11,009	-6,618	-4,648	-6,27	-4,404	11,543	8,108
D-E	3.40	13,6	9,553	-6,27	-4,404	-5,44	-3,821	9,752	6,851
E-F	3.25	12,427	8,729	-5,44	-3,821	-4,971	-3,492	9,056	6,361
F-G	3.20	12,047	8,462	-4,971	-3,492	-6,024	-4,231	8,328	5,849
G-H	3.15	11,674	8,2	-6,024	-4,231	1.75	1.23	10,385	7,295

Tableau III.6: moments aux appuis et en travées de la poutrelle type1 du plancher sous sol

❖ Calcul des efforts tranchants

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant aux appuis, on fait abstraction de la continuité, sauf pour les appuis voisins des appuis de rive.

On notant V_{0i} la valeur absolue de l'effort tranchant sur les appuis de la travée isostatique de référence i , les valeurs absolues de l'effort tranchant aux appuis sont déterminées de façon forfaitaire, On calcul V_0 pour chaque travée

$$\text{Avec : } V_0 = \frac{P \times l}{2} = L' \text{ effort tranchant isostatique a l'ELU}$$

Les résultats de calcul de l'effort tranchants pour les poutrelles type 1 de plancher sous sol sont résumés dans le tableau ci-dessous

Travées	L (m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	4.15	19.53	-21.48
B-C	3.75	19.41	-19.41
C-D	3.65	17.18	-17.18
D-E	3.40	16.00	-16.00
E-F	3.25	15.29	-15.29
F-G	3.20	15.06	-16.51
G-H	3.15	16.31	-14.82

Tableau III.7: effort tranchant dans les poutrelles type1 du plancher sous sol

III.1.2.3. Application de la méthode de Caquot pour la poutrelle type4 de plancher s-sol

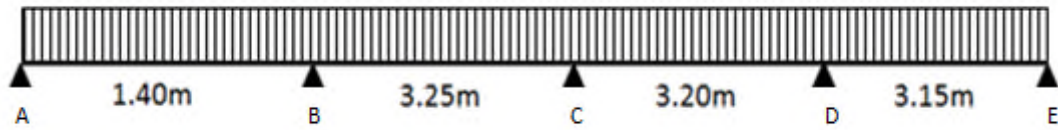


Figure III.7: poutrelle type 4 du plancher sous sol

$L_i/L_{i+1} = 1.40/3.25 = 0.43 \notin [0.8 ; 1.25]$condition non vérifier

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.17 = 3.44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 7.89 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 5.48 \text{ KN} / \text{m}$$

a) A l'ELU

❖ Moments aux appuis

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

Mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à (-0.15.M₀)

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$L_g' = L_g = 1.4 \text{ m. (travée de rive)}$$

$$L_d' = L_d \times 0.8 = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m (travées intermédiaires)}$$

$$M_B = - \frac{7.89 \times (1.4^3 + 2.6^3)}{8.5 \times (1.4 + 2.6)} = -4.7 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.80 = 2.56 \text{ m.}$$

$$M_C = -\frac{7.89 \times (2.6^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (2.6 + 2.56)} = -6.179 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.15 = 3.15 \text{ m.}$$

$$M_D = -\frac{7.89 \times (2.56^3 + 3.15^3)}{8.5 \times (2.56 + 3.15)} = -7.80 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS sont récapitulés dans le tableau suivant

APPUIS	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui A	0	0
Appui B	-4,721	-3,281
Appui C	-6,187	-4,3
Appui D	-7,817	-5,433
Appui E	0	0

Tableau III.8 : Les moments aux appuis dans la poutrelle type 4 du plancher s-sol

❖ Moments en travée

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

Travée AB

$$x = \frac{1.4}{2} - \frac{0 - (-4.7)}{9.41 \times 1.4} = 0.34 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{9.41 \times 0.34}{2} \times (1.4 - 0.34) = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 1.69 + \left((-4.7 \times \frac{0.34}{1.4}) \right) = 0.55 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-4.7) - (-6.179)}{9.41 \times 3.25} = 1.57m$$

$$M_0(x) = \frac{9.41 \times 1.57}{2} \times (3.25 - 1.57) = 12.41KN.m$$

$$M(x) = 12.41 + (-6.179) \times \left(1 - \frac{1.57}{3.25}\right) + (-4.7) \times \frac{1.57}{3.25} = 6.98KN.m$$

Travée CD

$$x = \frac{3.25}{2} - \frac{(-4.7) - (-6.179)}{9.41 \times 3.25} = 1.546m$$

$$M_0(x) = \frac{9.41 \times 1.546}{2} \times (3.20 - 1.546) = 12.03KN.m$$

$$M(x) = 12.30 + (-7.80) \times \left(1 - \frac{1.546}{3.20}\right) + (-6.179) \times \frac{1.546}{3.25} = 5.059KN.m$$

Travée DE

$$x = \frac{3.15}{2} - \frac{(-7.80) - 0}{9.41 \times 3.15} = 1.84m$$

$$M_0(x) = \frac{9.41 \times 1.84}{2} \times (3.15 - 1.84) = 11.34KN.m$$

$$M(x) = 11.34 + \left(-7.80 \times \left(1 - \frac{1.84}{3.15}\right)\right) = 8.092KN.m$$

Les moments en travées à l'ELU et à l'ELS sont récapitulés dans le tableau ci dessous

Travées	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,4	0,342	0,55	0,395
Travée BC	3,25	1,577	6,984	4,946
Travée CD	3,2	1,546	5,059	3,605
Travée DE	3,15	1,839	8,092	5,708

Tableau III.9 : les moments en travées dans la poutrelle type 4 du plancher s-sol

❖ **Effort tranchant**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB

$$V_A = \frac{9.41 \times 1.4}{2} + \frac{-4.7 - 0}{1.4} = 3.216 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.41 \times 1.4}{2} + \frac{-4.7 - 0}{1.4} = -9.96 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{9.41 \times 3.25}{2} + \frac{-6.179 + 4.7}{3.25} = 14.84 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.41 \times 3.25}{2} + \frac{-6.179 + 4.7}{3.25} = -15.746 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{9.14 \times 3.20}{2} + \frac{-7.80 + 6.179}{3.20} = 14.55 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{9.14 \times 3.20}{2} + \frac{-7.80 + 6.179}{3.20} = -15.569 \text{ KN}$$

Travée DE

$$V_C = \frac{9.41 \times 3.15}{2} + \frac{0 + 7.80}{3.15} = 17.30596 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{9.41 \times 3.15}{2} + \frac{0 + 7.80}{3.15} = -12.342 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants dans la poutrelle type 4 du plancher sous-sol sont résumés dans le tableau suivant

Travées	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
Travée AB	3.216	-9.961
Travée BC	14.843	-15.746
Travée CD	14.55	-15.569
Travée DE	17.305	-12.342

Tableau III.10 : Les efforts tranchants dans la poutrelle type 4 du plancher s-sol

Après vérification des conditions d'application des méthodes de calculs des sollicitations (Forfaitaire, Caquot, Caquot minorée), les sollicitations dans les différentes poutrelles des différents planchers sont résumées dans les tableaux suivants

❖ **Les sollicitations calculées pour chaque type de poutrelle**

a) Planchers sous sol

Les sollicitations revenant aux différents poutrelles de plancher sou sol

type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN. m)	Moment en appui (KN.m)		Momen t en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)			
				M _g	M _d		V _g	V _d		
ELU	1	A-B	4.15	20.262	0	-10.131	18.187	19.53	-21.48	
		B-C	3.75	16.545	-10.131	-6.618	10.613	01.94	-1.941	
		C-D	3.65	15.674	-6.618	-6.27	11.543	01.72	-1.718	
		D-E	3.40	13.6	-6.27	-5.44	9.752	01.60	-1.600	
		E-F	3.25	12.427	-5.44	-4.971	9.056	01.53	-1.529	
		F-G	3.20	12.047	-4.971	-6.024	8.328	01.50	-1.656	
		G-H	3.15	11.674	-6.024	0	10.385	01.63	-1.482	
	2	A-B	3.75	16.545	0	-8.273	14.851	1.765	-1.941	
		B-C	3.75	16.545	-8.273	-6.618	11.542	1.941	-1.941	
		C-D	3.65	15.674	-6.618	-6.27	11.543	1.718	-1.718	
		D-E	3.40	13.6	-6.27	-5.44	9.752	1.600	-1.600	
		E-F	3.25	12.427	-5.44	-4.971	9.056	1.529	-1.529	
		F-G	3.20	12.047	-4.971	-6.024	8.328	1.506	-1.656	
		G-H	3.15	11.674	-6.024	0	10.385	1.631	-1.482	
	3	A-B	1.40	/	0	-4.721	0,55	3.216	-9.961	
		B-C	3.25	/	-4.721	-6.187	6,984	14.843	-15.746	
		C-D	3.20	/	-6.187	-7.817	5,059	14.55	-15.569	
		D-E	3.15	/	-7.817	0	8,092	17.305	-12.342	
	4	A-B	4.15	20.262	0	-10.131	18.187	1.953	-21.48	
		B-C	3.75	16.545	-10.131	-8.273	9.785	1.941	-19.41	
		C-D	3.65	15.674	-8.273	0	13.851	1.889	-17.18	
	5	A-B	3.25	12.427	0	-6.214	11.154	1.529	-16.82	
		B-C	3.20	12.047	-6.214	-6.024	7.706	1.656	-16.56	
		C-D	3.15	11.674	-6.024	0	10.385	1.631	-14.82	
	6	A-B	3.30	12.812	0	0	12.812	1.553	-15.53	
	ELU	1	A-B	4.15	14.232	0	-7.116	12.775	1.372	-15.09
			B-C	3.75	11.621	-7.116	-4.648	7.454	1.363	-13.63
			C-D	3.65	11.009	-4.648	-4.404	8.108	1.206	-12.06
D-E			3.40	9.553	-4.404	-3.821	6.851	1.124	-11.24	
E-F			3.25	8.729	-3.821	-3.492	6.361	1.074	-10.74	
F-G			3.20	8.462	-3.492	-4.231	5.849	1.058	-11.63	
G-H			3.15	8.2	-4.231	0	7.295	1.145	-10.41	
2		A-B	3.75	11.621	0	-5.811	10.431	1.239	-13.63	
		B-C	3.75	11.621	-5.811	-4.648	8.107	1.363	-13.63	
		C-D	3.65	11.009	-4.648	-4.404	8.108	1.206	-12.06	
		D-E	3.40	9.553	-4.404	-3.821	6.851	1.124	-11.24	
		E-F	3.25	8.729	-3.821	-3.492	6.361	1.074	-10.74	

ELS		F-G	3.20	8.462	-3.492	-4231	5.849	1.058	-11.63
		G-H	3.15	8.2	-4.231	0	7.295	1.145	-10.41
	3	A-B	1.40	/	0	-3.281	0.395	/	/
		B-C	3.25	/	-3.281	-4.3	4.946	/	/
		C-D	3.20	/	-4.3	-5.433	3.605	/	/
		D-E	3.15	/	-5.433	0	5.708	/	/
	4	A-B	4.15	14,232	0	-7.116	12.775	13.72	-15.09
		B-C	3.75	11,621	-7.116	-5.811	6.873	13.63	-13.63
		C-D	3.65	11,009	-5.811	0	9.728	13.27	-12.06
	5	A-B	3.25	8,729	0	-4.365	7.835	10.74	-11.82
		B-C	3.20	8,462	-4.365	-4.231	5.413	11.63	-11.63
		C-D	3.15	8,2	-4.231	0	7.295	11.45	-10.41
	6	A-B	3.30	8,999	0	0	8.999	10.91	-10.91

Tableau III.11 : sollicitation dans les poutrelles de plancher sous sol

b) Planchers étage courant

Remarque : Pour les poutrelles type 1 et 3 (poutrelles du balcon), on prend $G = G$ étage courant = 5.17 KN/m² et $Q = Q$ balcon = 3.5 KN/m². Et pour le reste des poutrelles seront calculé avec G et Q d'étage courant.

type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
1 séchoir	A-B	4.15	17.113	0	-8.557	14.909	1.649	-1.814
	B-C	3.75	13.973	-8.557	-5.589	8.594	1.640	-1.640
	C-D	3.65	13.238	-5.589	-5.295	9.4	1.451	-1.451
	D-E	3.40	11.486	-5.295	-4.594	7.934	1.351	-1.351
	E-F	3.25	10.495	-4.594	-4.198	7.371	1.292	-1.292
	F-G	3.20	10.175	-4.198	-5.088	6.765	1.272	-1.399
	G-H	3.15	9.859	-5.088	0	8.51	1.377	-1.252
2	A-B	3.75	10.545	0	-5.273	8.62	1.125	-1.237
	B-C	3.75	10.545	-5.273	-4.218	6.511	1.237	-1.237
	C-D	3.65	9.99	-4.218	-3.996	6.557	1.095	-1.095
	D-E	3.40	8.669	-3.996	-3.468	5.522	1.020	-1.020
	E-F	3.25	7.921	-3.468	-3.168	5.138	0.975	-0.975
	F-G	3.20	7.679	-3.168	-3.84	4.693	0.960	-1.056
	G-H	3.15	7.441	-3.84	0	6.023	1.039	-0.945
3	A-B	3.22	10.302	0	-6.987	8.057	1.280	-1.408
	B-C	3.75	13.973	-6.987	-5.589	9.379	1.640	-1.640

ELU		C-D	3.65	13.238	-5.589	-5.295	9.4	1.451	-1.451	
		D-E	3.40	11.486	-5.295	-4.594	7.934	1.351	-1.351	
		E-F	3.25	10.495	-4.594	-4.198	7.371	1.292	-1.292	
		F-G	3.20	10.175	-4.198	-5.088	6.765	1.272	-1.399	
		G-H	3.15	9.859	-5.088	0	8.51	1.377	-1.252	
	4	A-B	1.40	/	0	-2.682	0.435	2.284	-6.115	
		B-C	3.25	/	-2.682	-3.514	4.828	9.492	-1.004	
		C-D	3.20	/	-3.514	-4.441	3.708	9.309	-9.888	
		D-E	3.15	/	-4.441	0	5.86	10.858	-8.039	
	5	A-B	4.15	12.915	0	-6.458	10.558	1.245	-1.369	
		B-C	3.75	10.545	-6.458	-5.273	5.628	1.237	-1.237	
		C-D	3.65	9.99	-5.273	0	8.028	1.204	-1.095	
	6	A-B	3.25	7.921	0	-3.961	6.475	0.975	-1.072	
		B-C	3.20	7.679	-3.961	-3.84	4.297	1.056	-1.056	
		C-D	3.15	7.441	-3.84	0	6.023	1.039	-0.945	
	ELS	1 séchoir	A-B	4.15	12.133	0	-6.067	10.57	1.169	-1.286
			B-C	3.75	9.907	-6.067	-3.963	6.093	1.162	-1.162
			C-D	3.65	9.386	-3.963	-3.754	6.665	1.028	-1.028
D-E			3.40	8.144	-3.754	-3.258	5.625	0.958	-0.958	
E-F			3.25	7.441	-3.258	-2.976	5.226	0.916	-0.916	
F-G			3.20	7.214	-2.976	-3.607	4.797	0.902	-0.992	
G-H			3.15	6.99	-3.607	0	6.034	0.976	-0.888	
2		A-B	3.75	7.622	0	-5.273	6.231	0.813	-0.894	
		B-C	3.75	7.622	-5.273	-4.218	4.706	0.894	-0.894	
		C-D	3.65	7.221	-4.218	-3.996	4.74	0.791	-0.791	
		D-E	3.40	6.266	-3.996	-3.468	3.992	0.737	-0.737	
		E-F	3.25	5.725	-3.468	-3.168	3.713	0.705	-0.705	
		F-G	3.20	5.55	-3.168	-3.84	3.392	0.694	-0.763	
		G-H	3.15	5.378	-3.84	0	4.354	0.751	-0.683	
3 bal		A-B	3.22	7.305	0	-6.987	5.713	0.907	-0.998	
		B-C	3.75	9.907	-6.987	-5.589	6.649	1.162	-1.162	
		C-D	3.65	9.386	-5.589	-5.295	6.665	1.028	-1.028	
		D-E	3.40	8.144	-5.295	-4.594	5.625	0.958	-0.958	
		E-F	3.25	7.441	-4.594	-4.198	5.226	0.916	-0.916	
		F-G	3.20	7.214	-4.198	-5.088	4.797	0.902	-0.992	
		G-H	3.15	6.99	-5.088	0	6.034	0.976	-0.888	
4q		A-B	1.40	/	0	-1.921	0.319	/	/	
		B-C	3.25	/	-1.921	-2.518	3.509	/	/	
		C-D	3.20	/	-2.518	-3.182	2.705	/	/	
		D-E	3.15	/	-3.182	0	3.905	/	/	
5		A-B	4.15	9.335	0	-4.668	7.631	0.900	-0.990	
		B-C	3.75	7.622	-4.668	-3.811	4.068	0.894	-0.894	
		C-D	3.65	7.221	-3.811	0	5.803	0.870	-0.791	
6		A-B	3.25	5.725	0	-2.863	4.68	0.705	-0.775	

	B-C	3.20	5.55	-2.863	-2.775	3.106	0.763	-0.763
	C-D	3.15	5.378	-2.775	0	4.354	0.751	-0.683

Tableau III.12: sollicitation dans les poutrelles du plancher étage courant

c) Planchers terrasse inaccessible

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)		
					M _g	M _d		V _g	V _d	
ELU	1	A-B	4.15	12,962	0	-6,481	10,37	12.25	-13.74	
		B-C	3.75	10,584	-6,481	-4,234	5,756	12.42	-12.42	
		C-D	3.65	10,027	-4,234	-4,011	6,406	10.99	-10.99	
		D-E	3.40	8,7	-4,011	-3,48	5,39	10.24	-10.24	
		E-F	3.25	7,95	-3,48	-3,18	5,018	9.78	-9.78	
		F-G	3.20	7,707	-3,18	-3,854	4,575	9.63	-10.60	
		G-H	3.15	7,468	-3,854	0	5,914	10.43	9.48	
	2	A-B	3.75	10,584	0	-5,292	8,467	1,129	1,242	
		B-C	3.75	10,584	-5,292	-4,234	6,35	1,242	1,242	
		C-D	3.65	10,027	-4,234	-4,011	6,406	1,099	1,099	
		D-E	3.40	8,7	-4,011	-3,48	5,39	1,024	1,024	
		E-F	3.25	7,95	-3,48	-3,18	5,018	0,978	0,978	
		F-G	3.20	7,707	-3,18	-3,854	4,575	0,963	1,060	
		G-H	3.15	7,468	-3,854	0	5,914	1,043	0,948	
	3	A-B	3.22	7,804	0	-5,292	5,548	0,969	1,066	
		B-C	3.75	10,584	-5,292	-4,234	6,35	1,242	1,242	
		C-D	3.65	10,027	-4,234	-4,011	6,406	1,099	1,099	
		D-E	3.40	8,7	-4,011	-3,48	5,39	1,024	1,024	
		E-F	3.25	7,95	-3,48	-3,18	5,018	0,978	0,978	
		F-G	3.20	7,707	-3,18	-3,854	4,575	0,963	1,060	
		G-H	3.15	7,468	-3,854	0	5,914	1,043	0,948	
	4q	A-B	1.40	/	0	-2,593	0,464	2,363	-6,067	
		B-C	3.25	/	-2,593	-3,399	4,959	9,536	-10,032	
		C-D	3.20	/	-3,399	-4,294	3,867	9,354	-9,913	
		D-E	3.15	/	-4,294	0	5,475	10,846	-8,12	
	ELS	1	A-B	4.15	9,447	0	-4,724	7,557	9.10	-10.01
			B-C	3.75	7,713	-4,724	-3,085	4,194	9.05	-9.05
			C-D	3.65	7,307	-3,085	-2,923	4,668	8.01	-8.01
D-E			3.40	6,341	-2,923	-2,536	3,929	7.46	-7.46	
E-F			3.25	5,794	-2,536	-2,318	3,657	7.13	-7.13	
F-G			3.20	5,617	-2,318	-2,809	3,334	7.02	7.72	
G-H			3.15	5,442	-2,809	0	4,31	7.60	6.91	
2		A-B	3.75	7,713	0	-3,857	6,17	0,823	0,905	
		B-C	3.75	7,713	-3,857	-3,085	4,628	0,905	0,905	
		C-D	3.65	7,307	-3,085	-2,923	4,668	0,801	0,801	
		D-E	3.40	6,341	-2,923	-2,536	3,929	0,746	0,746	
		E-F	3.25	5,794	-2,536	-2,318	3,657	0,713	0,713	
		F-G	3.20	5,617	-2,318	-2,809	3,334	0,702	0,772	

	3	G-H	3.15	5,442	-2,809	0	4,31	0,760	0,691
		A-B	3.22	5,687	0	-3,857	4,043	0,706	0,777
		B-C	3.75	7,713	-3,857	-3,085	4,628	0,905	0,905
		C-D	3.65	7,307	-3,085	-2,923	4,668	0,801	0,801
		D-E	3.40	6,341	-2,923	-2,536	3,929	0,746	0,746
		E-F	3.25	5,794	-2,536	-2,318	3,657	0,713	0,713
		F-G	3.20	5,617	-2,318	-2,809	3,334	0,702	0,772
		G-H	3.15	5,442	-2,809	0	4,31	0,760	0,691
	4q	A-B	1.40	/	0	-1,878	0,341	/	/
		B-C	3.25	/	-1,878	-2,461	3,628	/	/
		C-D	3.20	/	-2,461	-3,11	2,836	/	/
		D-E	3.15	/	-3,11	0	3,999	/	/

Tableau III.13: sollicitation dans les de poutrelles de plancher terrasse inaccessible

d) Plancher local des machines

	type	travée	longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	1	A-B	3.30	8.20	0	0	10.20	9.93	9.93
ELS	1	A-B	3.30	5.97	0	0	7.43	7.24	7.24

Tableau III.14: sollicitation dans le plancher local des machines

Les sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers

Sont résumées dans le tableau ci dessous

Etage	Type de poutrelle	Etats limites							
		ELU				ELS			
		M _{MAX} ^{Appui} (KN.m)		M _{MAX} ^{Travée} (KN.m)	V _{MAX} (KN)	M _{MAX} ^{Appui} (KN.m)		M _{MAX} ^{Travée} (KN.m)	V _{MAX} (KN)
		Inter- mediaire	rive			Inter- mediaire	rive		
Sous sol	01	10.131	3.04	18.19	21.48	7.12	2.13	12.77	15.09
	02	8.27	2.48	14.85	19.41	5.81	1.74	10.43	13.63
	03q	7.817	1.7	8.092	17,305	5,433	1.19	5,708	/
	04	10.13	3.04	18.19	21.48	7.12	2.13	12.77	15.09
	05	6.22	1.86	11.15	16.82	4.37	1.3	7.83	11.82
	06	1.92	1.92	17.26	15.53	1.35	1.34	12.13	10.91
Etage courant	01séchoire	8.59	2.56	14.9	18.14	6.07	1.82	10.57	12.86
	02	5.28	1.58	8.62	12.37	3.81	1.14	6.23	8.94
	03balcon	6.99	1.54	9.4	16.4	4.96	1.09	6.66	11.62
	04q	4,441	1.09	5,386	10,858	3,182	0.78	3,905	/
	05	6.46	1.93	10.56	13.69	4.67	1.4	7.62	9.9
	06	3.96	1.18	6.47	10.72	2.86	0.86	4.68	7.75
	01	6.48	1.94	10.37	13.74	4.73	1.41	7.56	10.01

Terrasse inaccessible	02	5.29	1.58	8.46	12.42	3.86	1.07	6.17	9.05
	03	5.29	1.58	8.46	12.42	3.86	1.07	6.17	9.05
	04q	5.29	1.17	6.41	12.42	3.86	0.85	4.68	9.05
Local des machines	01	/	1.23	10.20	9.93	/	0.9	7.43	7.24

Tableau III.15: sollicitation maximales les poutrelles des différents planchers

III.1.2.4. diagrammes des sollicitations des poutrelles les plus défavorables

Les diagrammes des sollicitations des poutrelles les plus défavorables sont représentés dans le tableau suivant

Type	sollicitations	Valeurs max (KN.m)	Diagrammes
Travée la plus sollicitée de plancher sous sol	Moment En travée	18.18	
	Moment en appuis de rive	-3.04	
	Moment en appuis intermédiaire	10.13	
	Effort tranchant	21.48	
Travée la plus sollicitée de plancher étage courant	Moment En travée	-14.9	
	Moment en appuis de rive	2.56	
	Moment en appuis intermédiaire	8.59	
	Effort tranchant	18.14	

Travée la plus sollicitée de plancher terrasse inaccessible			<p>16.49 16.40 14.51 13.51 12.29 12.72 13.77</p> <p>-18.14 -16.40 -14.51 -13.51 -12.92 -13.99 -12.52</p>
	Moment En travée	10.56	<p>-1.93 -6.45 -5.27 -1.93</p> <p>10.56 5.62 8.02</p>
	Moment en appuis de rive	-1.93	
	Moment en appuis intermédiaire	6.46	
	Effort tranchant	13.69	<p>12.45 12.37 12.04</p> <p>-13.69 -12.37 -10.95</p>
Travée la plus sollicitée de plancher terrasse accessible	Moment En travée	10.37	<p>1.94 -6.48 -4.23 -4.01 -3.48 -3.18 -3.85 -1.94</p> <p>10.37 5.75 6.40 5.39 5.01 4.57 5.91</p>
	Moment en appuis de rive	-1.94	
	Moment en appuis intermédiaire	6.48	
		Effort tranchant	13.75
Travée la plus sollicitée de	Moment En travée	10.20	<p>1.23 1.23</p> <p>10.20</p>
	Moment en appuis de rive	-1.23	

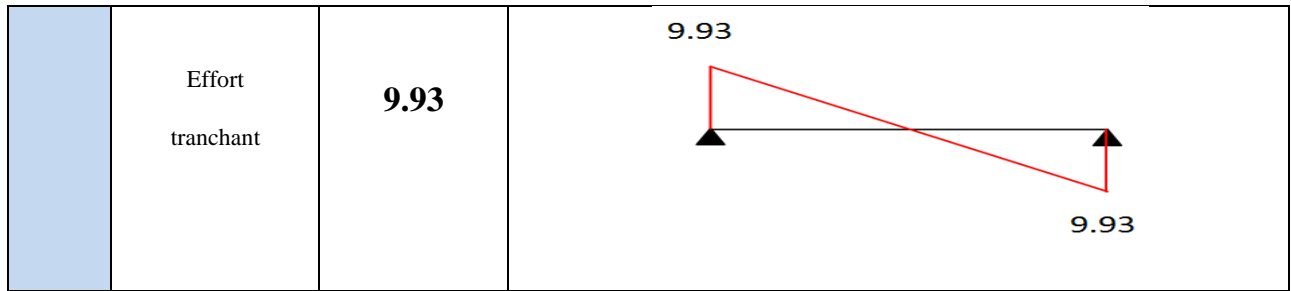


Tableau III.16: diagrammes des sollicitations max

III.1.3. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul plancher sous sol

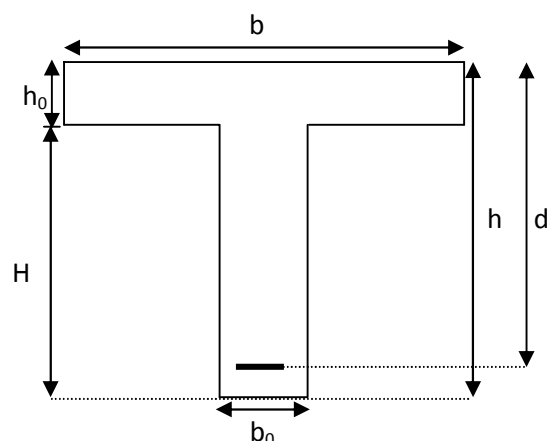
$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{Travée}^{Max} = 18.18 \text{KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -3.04 \text{KN.m (appui de rive)} \\ -10.13 \text{KN.m (int)} \end{cases} \\ V^{Max} = 21.48 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_{Travée}^{Max} = 12.77 \text{KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.13 \text{KN.m (rive)} \\ -7.12 \text{KN.m (int erne)} \end{cases} \\ V^{Max} = 15.09 \text{KN} \end{array} \right.$$

a.1) En travée :

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

- $b = 65 \text{cm}$
- $h_0 = 4 \text{cm}$
- $h = 20 \text{cm}$
- $H = 16 \text{cm}$
- $b_0 = 10 \text{cm}$
- $d = 18 \text{cm}$



- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire (bxh).
- ✓ Si $M_u > M_{TU}$, l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 59.07 > M_u = 18.19 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.18 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.060$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.060 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.07$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.175 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 2.98 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (\text{ArtA.4.2.1[1]}).$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s \Rightarrow A_{Min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA12+1 HA 10 avec $A=3.05 \text{ cm}^2$

a.2) Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

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

$$M_{\text{intermédiaire}}^a = 10.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.034$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.314 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.314) / 0.314] = 7.64 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

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

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

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.179 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.13 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour } A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

a.3) Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$$M_{Rive}^a = 3.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.065$$

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

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.084$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.174m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.5 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.5 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

On opte pour 1HA8 avec $A=0.5 \text{ cm}^2$.

a.4) Vérifications à ELU :

- **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.1.2.1.1).

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{max} = 21.48 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{21.48 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

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

- **Ferraillage transversal**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par : $\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0/10, \Phi_L\}$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L=8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200/ 35, 10/10, 8\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

- **Espacement S_t**

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

$$1). St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16.2cm$$

$$2). St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (III-9) \text{ (Art A.5.1.2.2)}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Armatures droites)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 1 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.19 - 0.3 \times 2.1)} = 57.14cm$$

$$St \leq 57.14 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 57cm$$

$$St = \min(1; 2; 3)$$

$$\text{Soit } St = 15cm.$$

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.25 \times 21.48 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.27 MPa$$

$$\tau_u = 1.27 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

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

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

Appuis de rive

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2).

$$A_s = 3.05 + 0.5 = 3.55 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 21.48 \times 10^{-3} / 400 = 0.617 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$. (Art A.5.1.3.2.1).

$$A_s = 3.05 + 1.92 = 4.97 \text{ m}^2.$$

$$1.15/400 ((19.41 - 10.61) \times 10^{-3}) / (0.9 \times 0.18) = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15/f_c (V_u + M_u/0.9d) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3).

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 0.02148 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a.5) Vérifications à l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- état limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton
- état limite de déformation

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 10) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.79 \text{ cm}^2$.

- **État limite d'ouverture des fissures.**

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

- **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A.4.5.2}).$$

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

En travée

$$M_{ser} = 12.77 \text{ KN.m ; } A = 3.05 \text{ cm}^2, A' = 0.79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.2 \times 10^{-4} \text{ m} < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire (bxh)}$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$\Rightarrow y = 3.91 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2 = 8323 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.77 \times 10^3 \times 3.91}{8323} = 5.99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

En appuis intermédiaires

$M_{ser} = -10.13 \text{ kn.m} < 0$. Le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2}y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 24.36y - 438.48 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.39 \text{ cm}$

Calcul de I :

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

$$I = 10491 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5.39 \text{ MPA}$$

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

- **état limite de déformation (vérification de la flèche).** (Art A.4.6.1).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

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

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

Avec : h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

En prend par exemple de vérification la travée le plus longue du plancher sous sol

$$\text{On a : } \frac{h}{L} = \frac{20}{415} = 0.048 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \text{ condition vérifier}$$

$$\frac{h}{L} = 0.048 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{18.19}{15 \times 20.26} = 0.059 \text{ Condition non vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e} \Leftrightarrow \left(\frac{3.05}{10 \times 18} = 0.01694 \right) > \left(\frac{3.5}{400} = 0.00875 \right) \text{ Condition non vérifié}$$

Les deux dernières conditions ne sont pas vérifier, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

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

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$

- **Propriété de la section**

$$y = 0.048\text{m}; I = 1.24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4; A_s = (3.05 + 0.79) = 3.84 \text{ cm}^2$$

- **Evaluation des moments en travée**

$$G=5.17 \text{ KN/m}^2$$

$$G'=5.17-1.46=3.71 \text{ KN/m}^2$$

$$G+Q=10.17 \text{ KN/m}^2$$

$$A_s = (3.05+0.79) \text{ cm}^2 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle après la mise en place des cloisons

$q_{jser} = 0.65 \times G'$ La charge permanente qui revient à la poutrelle avant la mise en place des cloisons

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.71 = 2.41 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.17 = 3.36 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.17 + 5) = 6.61 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.41 \times 4.15^2}{8} = 3.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.36 \times 4.15^2}{8} = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.61 \times 4.15^2}{8} = 10.67 \text{ KN.m}$$

- **Contraintes (σ_s)**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.89 \times (0.18 - 0.048) \times 10^{-3}}{1.24 \times 10^{-4}} \Rightarrow \sigma_{js} = 61.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{5.42 \times (0.18 - 0.048) \times 10^{-3}}{1.24 \times 10^{-4}} \Rightarrow \sigma_{gs} = 86.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{10.67 \times (0.18 - 0.048) \times 10^{-3}}{1.24 \times 10^{-4}} \Rightarrow \sigma_{ps} = 169.57 \text{ MPa}$$

- **Calcul de μ**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{r28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{r28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.84}{10 \times 18} = 0.021$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.021 \times 61.82) + 2.1} = 0.50$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.021 \times 86.19) + 2.1} = 0.61$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.021 \times 169.57) + 2.1} = 0.77$$

• **Calcul des inerties fictives (I_f)**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right) \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{r28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$I_0 = 2.1 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = 1.99$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.79$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 1.163 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 1.048 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = 1.56 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 0.912 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

- **Evaluation des flèches**

En a $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$. ; $E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$.

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = 1.77 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = 2.74 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = 5.51 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = 6.21 \text{ mm}$$

- **La flèche totale Δf**

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.551 + 0.621 - 0.274 - 0.177 = 0.721 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm}$$

On a $\Delta f < f_{adm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

Pour le plancher étage courant et locale des machines, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

1.1) Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant :

En distingue deux types de ferrailages

- Pour les balcons

Type de poutrelles	Position	M_{\max} (KN.m)	A_{calculer} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	Ferrailage adoptée A_s (cm^2)
01 balcon	Travée	14.90	2.44	1.41	2.76 (2HA12+1HA8)
	Appui de rive	02.56	0.41	0.22	0.79 (1HA10)
	Appui intermédiaire	08.56	1.38	0.22	1.58 (2HA10)

Tableau III.17 : Ferrailage des poutrelles des balcon

- Pour le reste de plancher

Type de poutrelles	Position	M_{\max} (KN.m)	A_{calculer} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	Ferrailage adoptée A_s (cm^2)
05	Travée	10.56	1.71	1.41	2.08 (2HA10+1HA8)
	Appui de rive	1.93	0.309	0.22	0.79 (1HA10)
	Appui intermédiaire	8.56	1.04	0.22	1.92 (1HA10+1HA8)

Tableau III.18 : Ferrailage des poutrelles de plancher étage courant

1.2) Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

Le tableau ci-dessous récapitule l'évaluation de la flèche dans le plancher étage courant

G (KN/m²)	5.17		
G' (KN/m²)	3.71		
G+Q (KN/m²)	6.67		
Charges sur les poutrelles (KN/m²)	q_g	q_j	q_p
	3.36	2.31	4.34
Les moments (KN.m)	M_g	M_j	M_p
	5.42	3.72	7.00
La section d'acier adopté (cm²)	(2.76+0.79)=3.55		
	(2.08+0.79)=2.87		
f_{gv} (mm)	5.79	6.65	
f_{gi} (mm)	2.93	3.53	
f_{ji} (mm)	1.78	2.11	
f_{pi} (mm)	4.04	4.89	
Δf (mm)	5.12	5.90	

f_{adm} (mm)	8.3	8.3
Observation	Vérifier	Vérifier

Tableau III.19 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

2.1) Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

Le tableau ci-dessous illustre le ferrailage des poutrelles de plancher étage courant

Type de poutrelles	Position	M_{max} (KN.m)	$A_{calculer}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage adoptée A_S (cm ²)
01	Travée	10.37	1.68	1.41	2.08 (2HA10+1HA8)
	Appui de rive	1.94	0.31	0.22	0.79 (1HA10)
	Appui intermédiaire	6.48	1.046	0.22	1.92 (1HA10+1HA8)

Tableau III.20 : Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

2.2) Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

Le tableau ci-dessous récapitule l'évaluation de la flèche dans le plancher terrasse

inaccessible

G (KN/m²)	5.75		
G' (KN/m²)	4.29		
G+Q (KN/m²)	6.75		
Charges sur les poutrelles (KN/m²)	q_g	q_j	q_p
	3.73	2.78	4.38
Les moments (KN.m)	M_g	M_j	M_p
	6.02	4.48	7.07
La section d'acier adopté (cm²)	(2.08+0.79)=2.87		
f_{gv} (mm)	7.53		
f_{gi} (mm)	4.04		
f_{ji} (mm)	2.74		
f_{pi} (mm)	4.95		
Δf (mm)	5.70		
f_{adm} (mm)	8.3		
Observation	Vérifier		

Tableau III.21 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

3.1) Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher local des machines

Le tableau ci-dessous récapitule le ferrailage des poutrelles de plancher local des machines

Type de poutrelles	Position	M_{max} (KN.m)	$A_{calculer}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage adoptée A_s (cm ²)
01	Travée	10.20	1.65	1.41	2.08 (2HA10+1HA8)
	Appui de rive	1.23	0.19	0.22	0.79 (1HA10)

Tableau III.22 : Evaluation de la flèche dans le plancher local des machines

3.2) Evaluation de la flèche dans le plancher local des machines

Le tableau suivant résume l'évaluation de la flèche dans le plancher local des machines

G (KN/m²)	5.75		
G' (KN/m²)	4.29		
G+Q (KN/m²)	6.75		
Charges sur les poutrelles (KN/m²)	q_g	q_j	q_p
	3.73	3.73	3.73
Les moments (KN.m)	M_g	M_j	M_p
	6.02	6.02	6.02
La section d'acier adopté (cm²)	(2.08+0.79)=2.87		
f_{gv} (mm)	7.53		
f_{gi} (mm)	4.04		
f_{ji} (mm)	2.74		
f_{pi} (mm)	4.95		
Δf (mm)	5.70		
f_{adm} (mm)	8.3		
Observation	Vérifier		

Tableau III.23 Evaluation de la flèche dans le plancher local des machines

Le ferrailage des différentes poutrelles des différents planchers donné par les calculs est représenté dans le tableau ci après

Plancher	Type de poutrelles	Position	M_{max} (KN.m)	$A_{calculer}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage adoptée A_s (cm ²)
Sous sol	01	Travée	18.18	2.99	1.41	3.05 (2HA12+1HA10)
		Appui de rive	03.04	0.488	0.22	0.79 (1HA10)
		Appui intermédiaire	10.13	1.676	0.22	1.92 (1HA12+1HA10)
Etage courant	01 balcon	Travée	14.90	2.44	1.41	2.76 (2HA12+1HA8)
		Appui de rive	02.56	0.41	0.22	0.79 (1HA10)
		Appui intermédiaire	08.56	1.38	0.22	1.58 (2HA10)
	05	Travée	10.56	1.71	1.41	2.08 (2HA10+1HA8)
		Appui de rive	1.93	0.309	0.22	0.79 (1HA10)
		Appui intermédiaire	8.56	1.04	0.22	1.92 (1HA10+1HA8)
Terrasse inaccessible	01	Travée	10.37	1.68	1.41	2.08 (2HA10+1HA8)
		Appui de rive	1.94	0.31	0.22	0.79 (1HA10)
		Appui intermédiaire	6.48	1.046	0.22	1.92 (1HA10+1HA8)
Local des machines	01	Travée	10.20	1.65	1.41	2.08 (2HA10+1HA8)
		Appui de rive	1.23	0.19	0.22	0.79 (1HA10)
Ferrailage transversal						
A (cm ²)			Ferrailage adoptée			
0.57			2 Φ 6			

Tableau III.24 : Le ferrailage des différentes poutrelles

Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher sous sol			
Plancher étage courant			

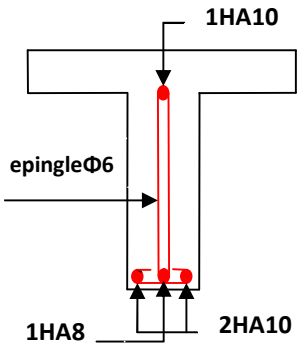
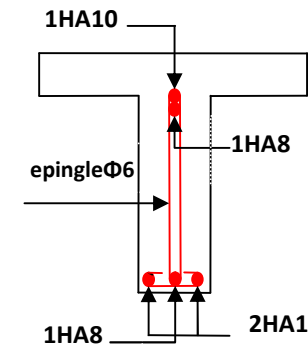
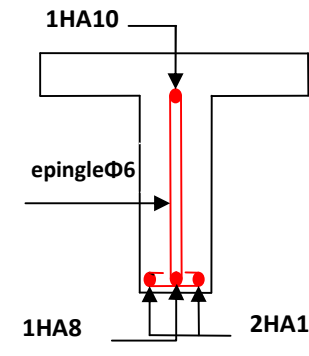
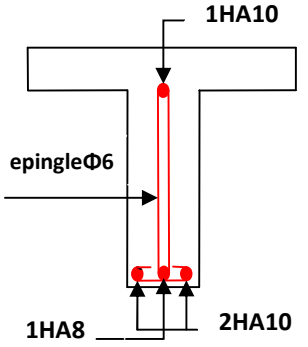
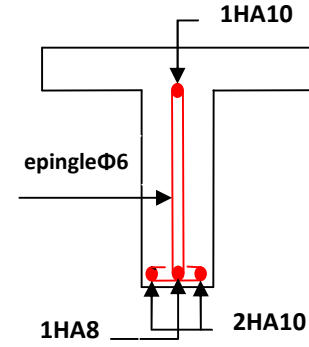
<p>Plancher terrasse inaccessible</p>			
<p>Local des machines</p>		<p>///////</p>	

Tableau III.25 : schéma de ferrailage de différentes poutrelles

On uniformise le ferrailage des poutrelles et on opte pour :

Plancher sous sol + balcons :

- Travée : 2HA12+1HA10
- Appuis de rive : 1HA10
- Appuis intermédiaire : 1HA12+1HA10

Plancher étage courant + terrasse inaccessible + local des machines

- Travée : 3HA10
- Appuis de rive : 1HA10
- Appuis intermédiaire : 2HA10

a.6) Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles

→ St = 30 cm < 30 cm.....condition vérifiée

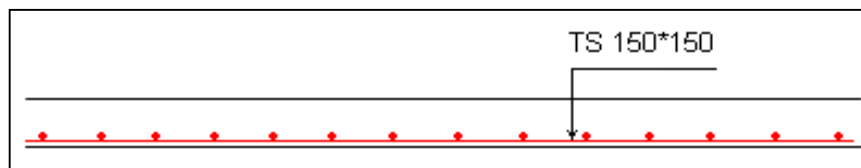


Figure III-8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Etude des Escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure nous avons deux types d'escalier

- ✓ Escalier à trois volées qui sera réalisé en bois.
- ✓ Escalier a deux volées, on distique deux types : escalier de RDC et escalier étage Courant

A. Escalier type 1 (RDC)

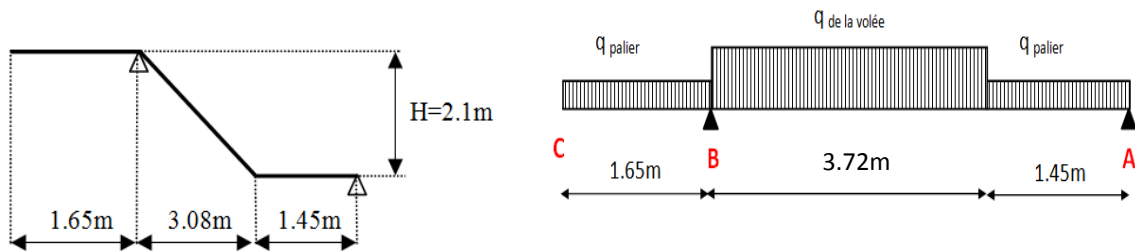


Figure III-9: dimensions de l'escalier RDC

Soit : q_p = charge sur le palier = 5.98 KN/m^2
 q_v = charge sur le volée = 9.25 KN/m^2
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
 $e = 18 \text{ cm}$

A.1 . Etude de la partie (A-B)

1) Etude à l'ELU

$$P_{uv} = 1.35 * G_v + 1.5 * Q = 16.237 \text{ KN/ml}$$

$$P_{up} = 1.35 * G_p + 1.5 * Q = 11.823 \text{ KN/m}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = 35.75 \text{ KN}$$

$$R_B = 31.40 \text{ KN}$$

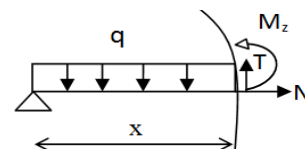
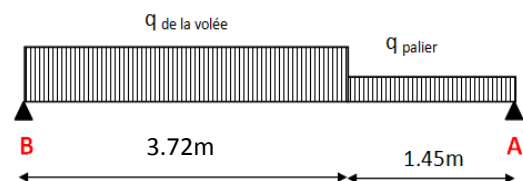
$$M_{\text{max}} = 39.36$$

$$M_t = 0.75 * M_{\text{max}} = 29.52 \text{ KN}$$

$$M_a = -0.5 * M_{\text{max}} = -19.68$$

• **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant



En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
29.52	0.081	0.10	0.15	5.53	1.93	5.65=5HA12	20
En appui							
19.68	0.054	0.069	0.15	3.63	1.93	4.52=4HA12	25

Tableau III.26 : ferrailage de l'escalier étage courant

- **Armatures de répartition**

En travée

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

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$S_t = 25\text{cm}$

En appuis

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$S_t = 25\text{cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$T = 35.75 \text{ KN}$.

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau > \bar{\tau} \Rightarrow$ Nécessite pas d'armatures transversal

- **Vérification des espacements**

Armatures principales : $S_t = \min(3x_e ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 18 ; 33)$

$$\Rightarrow S_t = 20 < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifier}$$

Armatures secondaire : $S_t = \min(4x_e ; 45\text{cm}) = \min(4 \times 18 ; 55)$

$$\Rightarrow S_t = 25 < 45 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifier}$$

2) Vérification à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et $A' = 0$, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq (\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28})$$

• **La charge qui revient sur la volée et sur le palier**

$$q_v = G_v + Q_v = 9.25 + 2.5 = 11.75 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
25.85	22.63	2.2	28.44	21.33	4.42	14243	6.61	15	vérifiée
En appui									
25.85	22.63	2.2	28.44	-14.22	4.02	11896.1	4.8	15	vérifiée

Tableau III.27 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

• **Etat de déformation (vérification de la flèche)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions données par le BAEL91 suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{18}{517} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.906 \text{ cm}$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$y = 4.42 \text{ cm}$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche

$$I_0 = \frac{b}{12} \times h^3 + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} + d'\right)^2 = 52752.75 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 6$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.4$$

$q_{jv} = 7.627$ KN/m. Charges permanents sur la vole sans revêtement

$q_{jp} = 4.5$ KN/m. Charges permanents sur le palis sans revêtement

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 12.73 \text{ KN.m}$$

$q_{gv} = 7.09$ KN/m. Charges permanents sur la vole

$q_{gp} = 4.36$ KN/m. Charges permanents sur le palis

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 15.77 \text{ KN.m}$$

$q_{pv} = G + Q = 11.75$ KN/m. Sur la volée

$q_{pp} = G + Q = 8.48$ KN/m. sur le palis

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 20.58 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 192.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 155.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 250.98 \text{ MPa}$$

Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0.233$$

$$\mu_j = 0.139$$

$$\mu_p = 0.345$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 31578.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 24192.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 18890.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 37210.80 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = 0.00257 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00415 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00695 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00811 \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.00811 + 0.00695 - 0.00415 - 0.00257$$

$$\Delta f = 0.00834 \text{ m} = 8.34 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 8.34 \text{ mm} < f_{adm} = 10.34 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

3) Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage de la partie(AB) de l'escalier est donné par la figure suivante

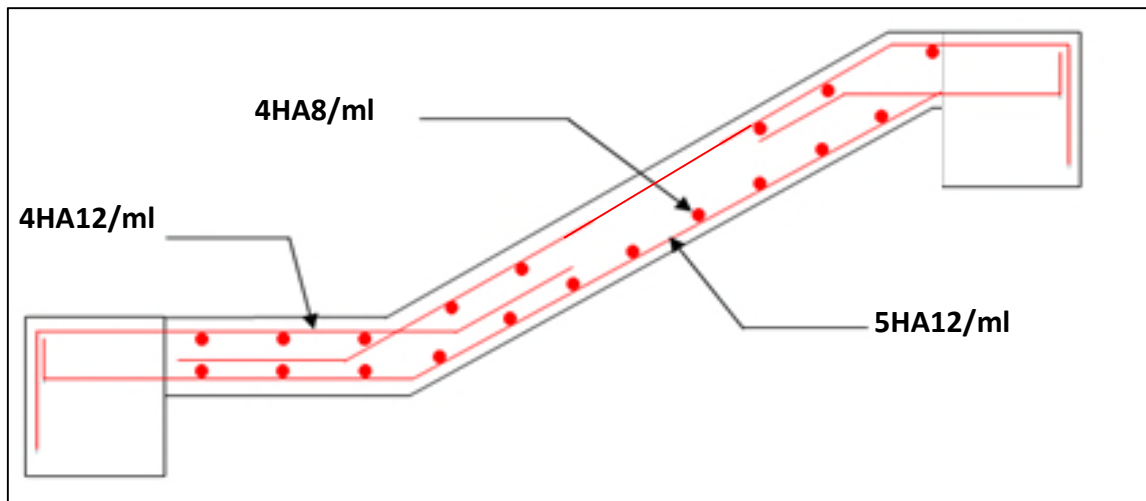


Figure III.10 : schéma de ferrailage de la partie AB de l'escalier RDC

A.1 . Etude de la partie (B-C)

Cette partie représente le palier intermédiaire en consol

$$G_p = 5.98 \text{Kn/m}^2$$

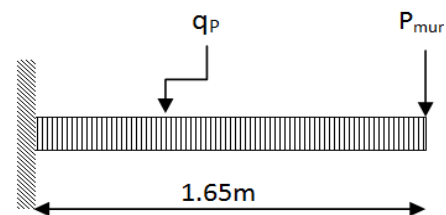
$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{Kn/m}^2$$

$$P_{\text{mur}} = 9.75 \text{Kn/m}^2$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_{\text{palier}} = 11.823 \text{Kn/ml}$$

$$q_{\text{mur}} = 1.35G_{\text{mur}} = 13.16 \text{Kn/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_{\text{palier}} = 8.48 \text{Kn/ml}$$



1) Etude à l'ELU

• **Les sollicitations**

$$M_u = \frac{q_u x L^2}{2} + P_u x L = 37.80 \text{Kn.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} x L^2}{2} + P_s x L = 27.63 \text{Kn.m}$$

$$V = q_u x L x P_u = 32.66$$

• **Ferrailage**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	S_t (cm)
37.8	0.104	0.1379	0.1512	7.18	1.93	7.70	20
						5HA14/ml	

Tableau III-28: ferrailage de palier intermédiaire en consol

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} \Rightarrow A_r = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On a : $T = 32.66 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \times d} = 0.2 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ Vérifier \Rightarrow pas d'armatures transversale

- **Vérification des espacements**

Armatures principales : $S_t = \min(3.e ; 33 \text{ cm}) = \min(3.18 ; 33)$

$$\Rightarrow S_t = 20 < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Armatures secondaire : $S_t = \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = \min(4.18 ; 55)$

$$\Rightarrow S_t = 25 < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2) Vérification à l'ELS

$$M_{\text{ser}} = 27.63 \text{ Kn.m}$$

- **Vérification de la contrainte de compressions dans le béton (σ_{bc})**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0 \Rightarrow y = 5.03 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = 18141.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.66 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **État limite de déformation (Vérification de la flèche)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \quad \text{BAEL91} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.18}{1.65} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = 0.1 > \frac{21.33}{10 \times 28.44} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

3) Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage de la partie BC est donné par la figure suivante

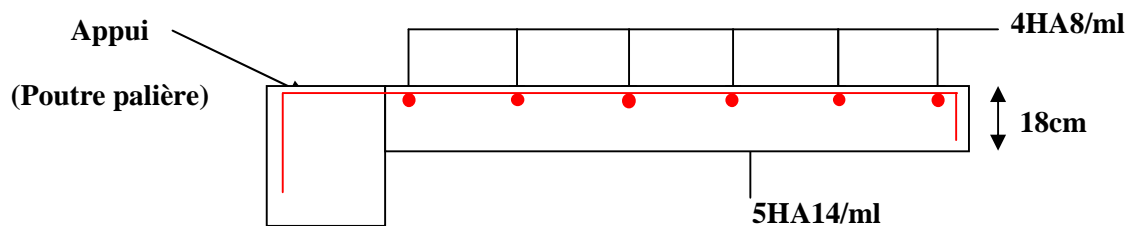


Figure III.11: schéma de ferrailage du palier en consol de l'escalier RDC

B. Escalier étage courant

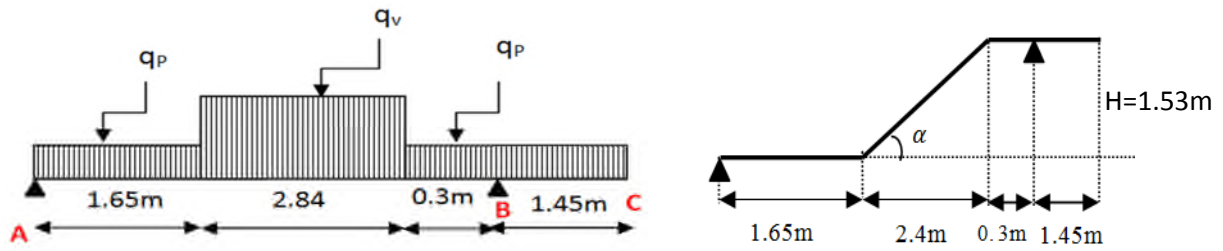


Figure III.12: dimensions de l'escalier étage courant

Soit : q_p = charge sur le palier

q_v = charge sur le volée

$$G_p = 5.98 \text{ KN/m}^2$$

$$G_v = 9.095 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

B.1. Etude de la partie (A-B)

1) Etude à l'ELU

$$P_{uv} = 1.35 * G_v + 1.5 * Q = 16.028 \text{ KN/ml}$$

$$P_{up} = 1.35 * G_p + 1.5 * Q = 11.823 \text{ KN/m}$$

• Calcul des reactions d'appuis

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 29.19$$

$$R_B = 32.32 \text{ KN}$$

• Calcul des moments

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.65$

$$T = 11.82x - 29$$

$$M = -5.91x^2 + 29x$$

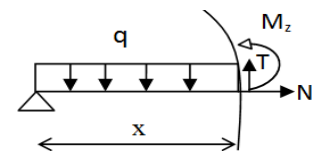
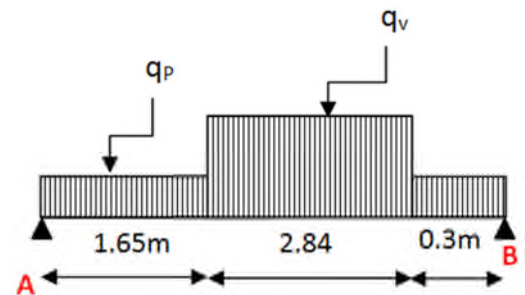
$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow \begin{cases} T = -29 \text{ Kn} \\ M = 0 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.65 \Rightarrow \begin{cases} T = -9.497 \text{ Kn.m} \\ M = 31.76 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1.65 \leq x \leq 4.05$

$$T = 16.028x - 36.133$$

$$M = 8.014x^2 + 36.133x - 5.724$$



$$\text{Pour } x=1.65 \Rightarrow \begin{cases} T=-9.68\text{Kn} \\ M=32.077\text{Kn} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=4.05 \Rightarrow \begin{cases} T=28.78\text{Kn.m} \\ M=9.165\text{Kn.m} \end{cases}$$

Calcul de M^{\max} : $M^{\max}=M(x)$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow x = 2.25\text{m}$$

Donc $M^{\max}=M(x) = 35.00 \text{ KN.m.}$

- **Calcul des moments réels**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 35 = -17.5 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 35 = 26.25 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
26.25	0.072	0.094	0.152	4.90	1.93	5HA12=5.65	20
En appui							
17.5	0.048	0.061	0.156	3.22	1.93	4HA12=4.52	25

Tableau III.29 : ferraillage de l'escalier étage courant

- **Armatures de répartition**

En travée :

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

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$S_t = 25\text{cm}$

En appuis

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$S_t = 25\text{cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T = 32.32 \text{ Kn.}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{32.32}{1 \times 0.16} \Rightarrow \tau = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau > \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversal}$$

- **Vérification des espacements**

$$\text{Armatures principales : } S_t = \min(3.e ; 33\text{cm}) = \min(3.18 ; 33)$$

$$\Rightarrow S_t = 20 < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\text{Armatures secondaire : } S_t = \min(4.e ; 45\text{cm}) = \min(4.18 ; 55)$$

$$\Rightarrow S_t = 25 < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

2) Vérification à l'ELS

- **Vérification de la contrainte de compressions dans le béton (σ_{bc})**

Comme la fissuration est peu nuisible et $A' = 0$, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq (\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28})$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier

$$q_v = G_v + Q_v = 9.095 + 2.5 = 11.595 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant. Les calculs sont réalisés avec le logiciel SOCOTEC

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
21.02	21.34	2.25	25.27	18.95	3.44	8787.1	7.41	15	vérifiée
En appui									
21.02	23.34	2.25	25.27	12.63	2.81	5985	5.92	15	vérifiée

Tableau III.30 : vérification de la contrainte de béton comprimé de l'escalier

- **Etat de déformation (vérification de la flèche)**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions données par le BAEL91 suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{18}{479} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche, on suivant les même étapes de vérification illustrée pour l'escalier RDC on obtient les résultats suivantes

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.35	5.65	11.009	14.69	19.70	1.42x10 ⁴	1.42x10 ⁴
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.42	20.4x10 ⁴	13.5x10 ⁴	10.16x10 ⁴	20.23x10 ⁴	1.4	9.5

Tableau III.31: évaluation de la flèche de la volé d'escalier étage courant

De ce tableau en remarque que la flèche est vérifier

3) Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage de la partie(AB) une de l'escalier

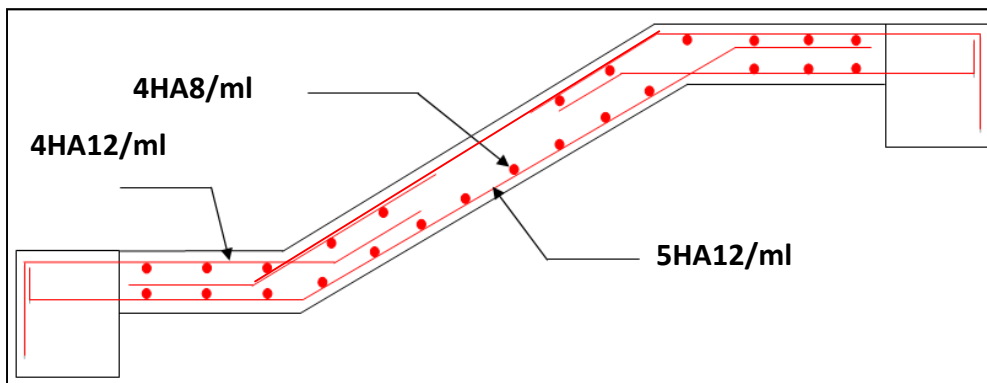


Figure III.13 : schéma de ferrailage de la partie AB de l'escalier étage courant

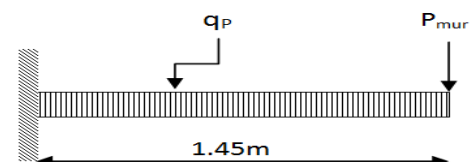
B.2. Etude de la partie (B-C)

Cette partie représente une dalle de palier intermédiaire en consol

G_p=5.98Kn/m²

Q_{palier}=2.5Kn/m²

P_{mur}= 8.09Kn/m²



$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_{\text{palier}} = 11.823 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{\text{mur}} = 1.35G_{\text{mur}} = 10.92 \text{ Kn/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_{\text{palier}} = 8.48 \text{ Kn/ml}$$

1) Etude à l'ELU

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L = 28.26 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times L^2}{2} + P_s \times L = 20.64 \text{ Kn.m}$$

$$V = q_u \times L \times P_u = 28.06 \text{ Kn}$$

- **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	S _t (cm)
28.26	0.077	0.10	0.153	5.29	1.93	5HA12/ml 5.65	20

Tableau III.32 : ferraillage de palier en consol de l'escalier RDC

- **Armatures de répartition**

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

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On a : } T = 28.04 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \times d} = 0.175 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16$$

$$\tau < \bar{\tau} \text{ Vérifier} \Rightarrow \text{pas d'armatures transversal}$$

- **Vérification des espacements**

$$\text{Armatures principales : } S_t = \min(3.e ; 33 \text{ cm}) = \min(3.18 ; 33)$$

$$\Rightarrow S_t = 20 < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifier}$$

$$\text{Armatures secondaire : } S_t = \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = \min(4.18 ; 55)$$

$$\Rightarrow S_t = 25 < 45 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifier}$$

2) Vérification à l'ELS

$$M_{ser}=20.64\text{Kn.m}$$

• Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 5.65) y - (15 \times 5.65 \times 16) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1356 = 0$$

$$y = 4.42 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = 14243.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.4 \leq 15\text{MPa} \dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

• État limite de déformation (vérification de la flèche)

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.18}{1.40} = 0.124 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.18}{1.40} = 0.0857 > \frac{18.95}{10 \times 25.27} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 10} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Donc on opte pour le ferrailage suivant

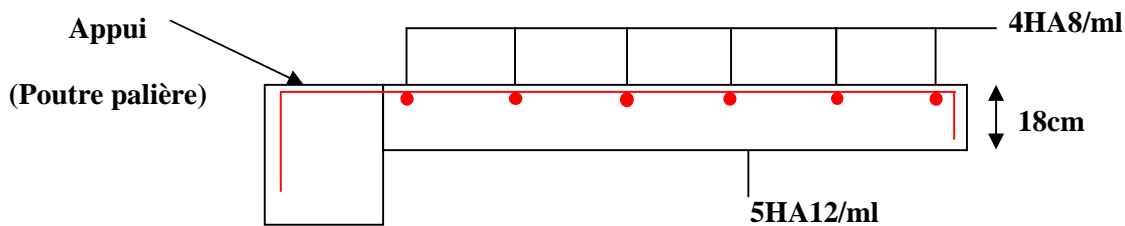


Figure III.14 : schéma de ferrailage du palier en consol de l'escalier étage courant

C. Etude de la poutre palière (Poutre palière de RDC)

❖ **Pré dimensionnement**

$L=3m$

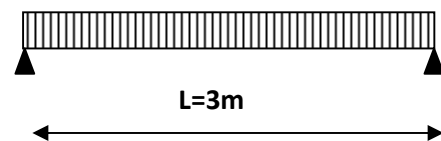
D'après les conditions de RPA 99 version 2003 article 7.5.1 :

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$\frac{h}{b} \leq 4$

En opte pour $(bxh)= 30 \times 35 \text{ cm}^2$



❖ **Chargement repris par la poutre**

Soit : g_0 = poids propre de la poutre $= \gamma_b \times b \times h = 2.625KN/ml$

P_m = poids du mur = 9.75KN/ml

❖ **Calcul des réactions**

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant

Etat limite	R_A (KN/ml)	R_B (KN/ml)	R_P (KN/ml)	R_{eq} (KN/ml)
-------------	---------------	---------------	---------------	------------------

ELU	35.75	35.75	32.66	34.72
ELS	25.85	25.85	23.74	25.14

Tableau III.33 : réaction d'appuis de la poutre palière

Avec :

R_A = réaction au point A de la 1^{ère} volée

R_B = réaction au point B de la 2^{ème} volée

R_p = réaction au niveau de l'encastrement du au palier de repos

R_{eq} = charge équivalente sur la poutre = 34.72KN /m

❖ Combinaison de charges

ELU: $P_u = 1.35xg_0 + 1.5xR_{eq} = 38.26\text{KN /ml}$

ELS: $P_s = g_0 + R_{eq} = 27.76\text{KN /ml}$

❖ Calcul des sollicitations

Le tableau suivant regroupe les sollicitations calculées

Etat limite	P (KN/ml)	M₀ (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
ELU	38.26	43.04	21.52	36.58	57.39	-57.39
ELS	27.76	31.23	15.61	26.54	41.64	-41.64

Tableau III.34 : sollicitations revenant à la poutre palière

❖ Ferrailage (armatures longitudinale a la flexion)

Le ferrailage est donner par le tableau suivant avec les calcules sont réaliser avec le logicielle SOCOTEC avec $h=35\text{cm}$; $d=33\text{cm}$

	M_{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{calculée} (cm²/ml)	A_{min} (cm²)
Travée	36.58	0.079	0.1	0.31	3.32	1.19
appuis	21.52	0.046	0.059	0.32	1.92	1.19

Tableau III.35 : ferrailage de la poutre palière

❖ Vérification a l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{57.39 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.57 \text{MPa}$$

La fissuration est peut nuisible donc

$$\tau_{\text{admissible}} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{MPa}) \dots\dots\dots (\text{CBA article A. 5.1.2.1})$$

$$\tau = 0.57 < \tau_{\text{admissible}} = 3.25 \text{ (MPa)}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (article A.5.1.3.12)}$$

$$\text{Avec } A_L = 3.32 + 1.92 = 5.24 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 5.24 \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = 1.65 \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

❖ **Vérification a l'ELS**

• **Etat limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

• **Vérification de la contrainte de compressions dans le béton (σ_{bc})**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{En a: } M_{ser}^t = 26.54 \text{Kn.m} ; M_{ser}^a = 15.61 \text{Kn.m}$$

En travée :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0 \Rightarrow y = 8.93 \text{cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 35973.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.58 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

En appuis :

De la même manière en trouve

$$y = 7.05 \text{cm}$$

$$I = 35973.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.8 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

• **Vérification de la flèche**

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{300} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{300} = 0.116 > \frac{26.54}{10 \times 31.23} = 0.084 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.32}{30 \times 33} = 0.00335 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ Etude a la torsion

$$M_{t1} = 19.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 37.60 \text{ m}$$

$$M_{t1} = 19.68 \text{ KN.m}$$



Le moment de torsion maximal à l'encastrement égale à

$$M_T = \frac{M_{T2} \times L}{2} = 56.7 \text{ KN.m}$$

(BAEL article 3.2)

• Calcul des contraintes de cisaillement

$$\tau_T = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$e = \frac{\varphi}{6}; \varphi = M \min(b, h) = 30 \Rightarrow e = 5 \text{ cm}$$

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

$$\tau_T = 9.072 \text{ MPa}$$

τ_u = contrainte de cisaillement à la flexion = 0.57 MPa

$$\tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_U^2} = 9.089 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau = 9.089 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Non vérifier}$$

Ya risque de rupture par cisaillement, donc on doit augmenter les démentions de la

section de béton soit (bXh) = 45x45

On revérifier la contrainte de cisaillement

• Contrainte de cisaillement à la flexion

$$g_0 = 25 \times 0.45 \times 0.45 = 5.06 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times 5.06 + (Req = 34.72) = 41.55$$

$$V_u = \frac{41.55}{2} \Rightarrow V_u = 20.775 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.32 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement à la torsion**

$$\tau_T = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$e = \frac{\varphi}{6}; \varphi = M \min(b, h) = 45 \Rightarrow e = 7.5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 1406.25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = 2.68 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_U^2} = 2.70 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = 2.70 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

Donc pas risque de rupture par cisaillement

- **Armatures longitudinale en torsion**

La section d'armature longitudinal est donner par :

$$A_l = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

μ : Le périmètre de la surface $\Omega = 150 \text{ cm}$

$$A_l = 8.69 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversal**

A la torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{A_t \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

Avec t = l'espacement entre les armatures transversales, soit $t = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t = 1.16 \text{ cm}^2$$

A la flexion

Soit t = l'espacement entre les barres = 20 cm

$t = 10 \text{ cm} < \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(38.7; 40 \text{ cm}) = 38.7 \dots$ Vérifier

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = 0.9 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion de ferrailage de la poutre palière :**

Armatures transversal

$$A_t = A_{torsion} + A_{flexion} = 1.16 + 0.9 = 2.06 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ + un épingle de $\Phi 8$

Armatures longitudinal

En appuis

$$A_{la \text{ flexion}} + (A_l \text{ torsion} / 2) = 1.92 + 4.34 = 6.26 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6.78 cm^2

En travée

$$A_{lt \text{ flexion}} + (A_{lt \text{ torsion}} / 2) = 3.32 + 4.34 = 7.66 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12+3HA14=8.01cm²

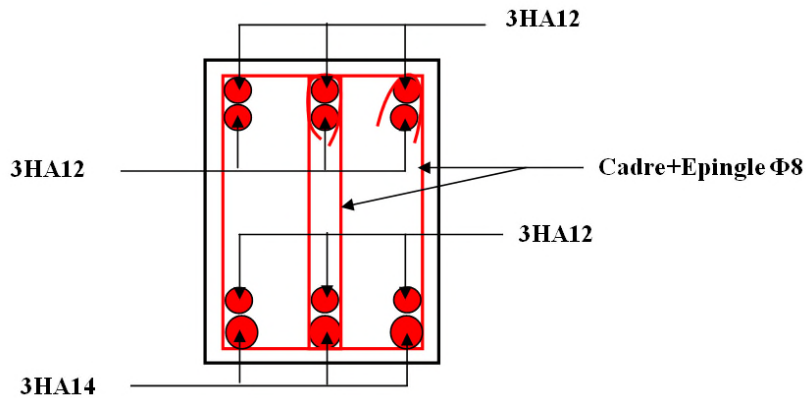


Figure III.15 : schéma de ferrailage de la poutre palière RDC

En suivant les mêmes étapes de calcul effectuées pour la poutre palière de RDC et après toutes les vérifications on opte pour le ferrailage suivant

Armatures transversal

$$A_t = A_{\text{torsion}} + A_{\text{flexion}} = 0.95 + 0.8 = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ + un épingle de $\Phi 8$

Armatures longitudinal**En appuis**

$$A_{la \text{ flexion}} + (A_{lt \text{ torsion}} / 2) = 1.87 + 3.40 = 5.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA12=6.78cm²

En travée

$$A_{lt \text{ flexion}} + (A_{lt \text{ torsion}} / 2) = 2.6 + 3.40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6HA12 = 6.78cm²

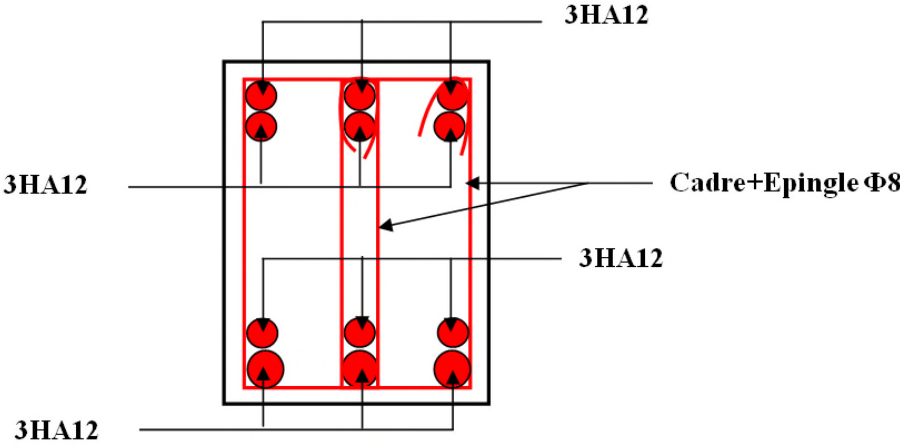


Figure III.16 schéma de ferrailage de la poutre palière étage courant

III.3. Etude des poutres de chaînage

III.3.1. Définition

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux, dans notre projet, on a deux types de poutres de chaînage.

Type1 : Poutre de chaînage des balcons

Type2 : Poutre de chaînage a coté de l'ascenseur

a) Etude de type 1 (pour les balcons)

• Dimensionnement

On prend la porté la plus défavorable est on calcul avec.

La portée max de la poutre de chaînage (distance entre axe) est $L_{max} = (4.15 - 0.3) = 3.85m$

Selon les conditions de la flèche : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$

$$\Rightarrow 25.66 \leq h \leq 38.5. \text{ Soit } h = 35cm$$

On opte pour une section $b \times h = 30 \times 35$

• Vérification des conditions de RPA

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3

✓ La largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur de l'élément supporté

✓ la hauteur $h \geq 15cm$.

$$b = 30 \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \dots\dots \text{Vérifié}$$

$$h = 35 \geq 15cm \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

• Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, autre que son poids propre, le poids des murs extérieures et le poids du plancher a corps creux

- Poids propre de la poutre de chaînage : $P_c = \gamma_b \cdot b \cdot h = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,35$

$$\Rightarrow P_c = 2.625Kn/m$$

- Poids des murs : $P_m = G_m \cdot (H-h) = 2.93 \cdot (3,06 - 0,35)$

$$\Rightarrow P_m = 7.93Kn/m$$

- Poids du plancher a corps creux : $P_p = G_p \cdot \frac{L}{2} = (5,17 \cdot \frac{148}{2})$

$$\Rightarrow 3,82 Kn/m$$

• Combinaisons de charges

- **ELU**

$$P_u = 1.35 \times (P_c + P_m + P_p) + 1.5 \times Q_p = 1.35 \times (2.625 + 7.94 + 3.82) + 1.5 \times 1.5$$

$$P_u = 21.67 \text{ Kn/m}$$

- **ELS**

$$P_s = (2.625 + 7.94 + 3.82) + 1.5$$

$$P_s = 15.88 \text{ Kn/m}$$

• **Calcul des sollicitations**

Le tableau suivant récapitule les sollicitations max que subit la poutre de chaînage

Combinaison	P (Kn/m)	M ₀ max (Kn/m)	M _a max (Kn/m)	M _t max (Kn/m)	Vg (Kn)	Vd (Kn)
ELU	21.67	46.65	-23.32	39.65	44.96	-44.96
ELS	15.88	34.18	-17.09	29.05	/	/

Tableau III.36 : les sollicitations que subit la poutre de chaînage

• **Ferraillage**

Les poutres de chaînage se calcul comme étant des poutres simplement appuyer, sollicité en flexion simple

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 \Rightarrow d = 0.315 \text{ m}$$

Le tableau suivant donne le ferraillage de la poutre de chaînage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculer (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En appuis	39.65	0.094	0.123	0.299	3.80	1.14	3HA12+3HA10=5.76
En travée	29.05	0.068	0.089	0.303	2.74	1.14	3HA12=3.39

Tableau III.37 : ferraillage de la poutre de chaînage

Selon le RPA (article 9.3.3), la section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Donc le ferraillage adopté en appuis et en travée est satisfaisant

• **Les vérifications**✓ **Vérification a l'ELU**

Les différentes vérifications effectuées sur la poutre de chaînage à l'ELU sont représenté dans le tableau suivant

Cisaillement $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \tau_{adm}$	Armatures longitudinal au cisaillement $A \geq \frac{Y_s V_u}{f_e}$	Adhérence $\tau_{st} = \frac{V_u}{0.9bx \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
0.47 < 3.33	9.11 > 1.29	0.499 < 2.835
Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau III.38 : vérification de la poutre de chaînage a l'ELU

Avec :

$$U_i = 3.14 \times (3\phi 12 + 3\phi 10 + 3\phi 12) = 320.28 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}. \text{ Tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers haut adhérence}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} \text{ on adopte } \phi = 8 \text{ mm}. \text{ (BAEL article H.II.3)}$$

On adopte un cadre et un épingle $\phi 8$ + un épingle $\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

$$\text{Donc } A_t = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

L'espacement

- $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28.35, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.35 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)} \Rightarrow S_t \leq 100.66 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 50.33 \text{ cm}$

Selon le RPA 2003 (article 9.3.3), l'espacement est :

$$S_t \leq \min(h, 25 \text{ cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(35, 25 \text{ cm}). \text{ Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Vérification a L'ELS

– Etat limite d'ouverture de fissures

L'état des fissurations est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

– Contraintes de compressions dans le béton

Le tableau suivant illustre les vérifications qui ont été faites

	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ'_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$
En appuis	-17.09	33020.61	8.67	4.48	15	Vérifier
En travée	29.05	49614.98	10.89	6.37		vérifier

Tableau III.39 : vérification de la Contraintes de compressions de la poutre de chaînage

– **Vérification de la flèche (CBA 98 article B.6.5.3)**

Les vérifications de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16}$ La première condition est vérifiée.

$\frac{h}{L} = 0.103 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0849$ La deuxième condition vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ La troisième condition est vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

• **schéma de ferrailage**

Soit 3HA12+3HA14=8.01cm²

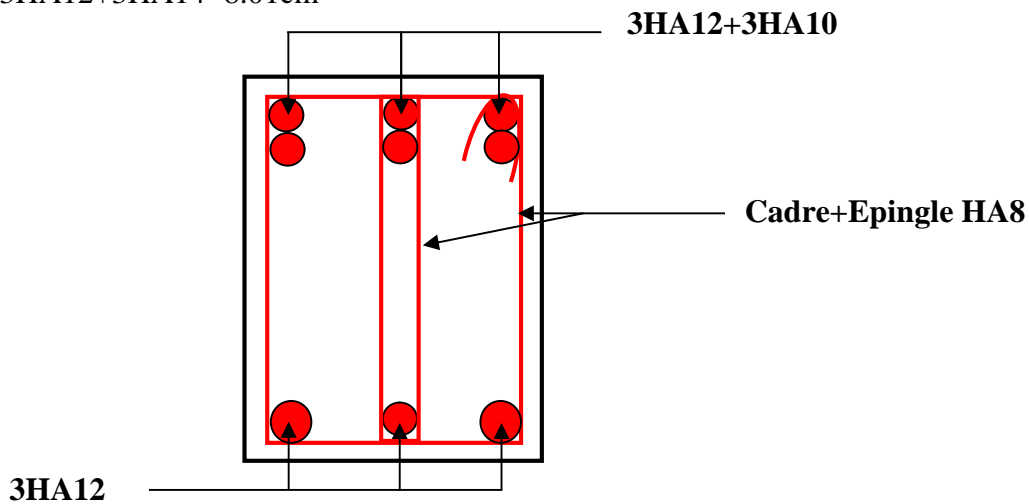


Figure III.17 : schéma de ferrailage de la poutre de chaînage coté balcon

b) **Etude de la poutre de chaînage type 2 (a coté de l'ascenseur)**

• **Les Dimensionnement**

L = 3.40cm

b_xh = 30x25 cm²

- Les sollicitations

Combinaison	P (Kn/m)	M ₀ max (Kn/m)	M _a max (Kn/m)	M _t max (Kn/m)	Vg (Kn)	Vd (Kn)
ELU	23.25	33.60	-5.04	33.60	39.53	39.53
ELS	17.06	24.65		24.65	/	/

Tableau III.40 : les sollicitations que subit la poutre de chaînage

- Ferrailage

Les poutres de chaînage se calcul comme étant des poutres simplement appuyer, sollicité en flexion simple

$$d=0.9 \times h=0.9 \times 0.30 \Rightarrow d=0.27m$$

Le tableau suivant donne le ferrailage de la poutre de chaînage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculer (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	33.6	0.13	0.174	0.251	3.84	0.81	5HA12=5.65
En appuis	5.04	0.019	0.024	0.267	0.54	0.81	3HA10=2.37

Tableau III.41 : ferrailage de la poutre de chaînage

- Les vérifications

- ✓ Vérification a l'ELU

Le tableau suivant récapitule les a l'ELU

Cisaillement $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm}$	Armatures longitudinal au cisaillement $A \geq \frac{Y_s \cdot V_u}{f_e}$	Adhérence $\tau_{st} = \frac{V_u}{0.9 b x \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
0.48 < 3.33	9.24 > 1.29	0.522 < 2.835
Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau III.42 : vérification de la poutre de chaînage a l'ELU

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10mm \text{ on adopte } \phi = 8mm. \text{ (BAEL article H.II.3)}$$

On adopte un cadre et un épingle $\phi 8$ + un épingle $\phi 8 = 1.51cm^2$

L'espace

- $S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(24.3, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3cm$

- $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)} \Rightarrow S_t \leq 100.66 \text{cm}$

- $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 50.33 \text{cm}$

Selon le RPA 2003(article.9.3.3), l'espacement est :

$$S_t \leq \min(h, 25\text{cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min(30, 25\text{cm}) . \text{ Soit } S_t = 20\text{cm}$$

✓ **Vérification a L'ELS**

– **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état des fissurations est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

– **Vérification de la flèche (CBA 98 article B.6.5.3)**

Les vérifications de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

• **Schéma de ferrailage**

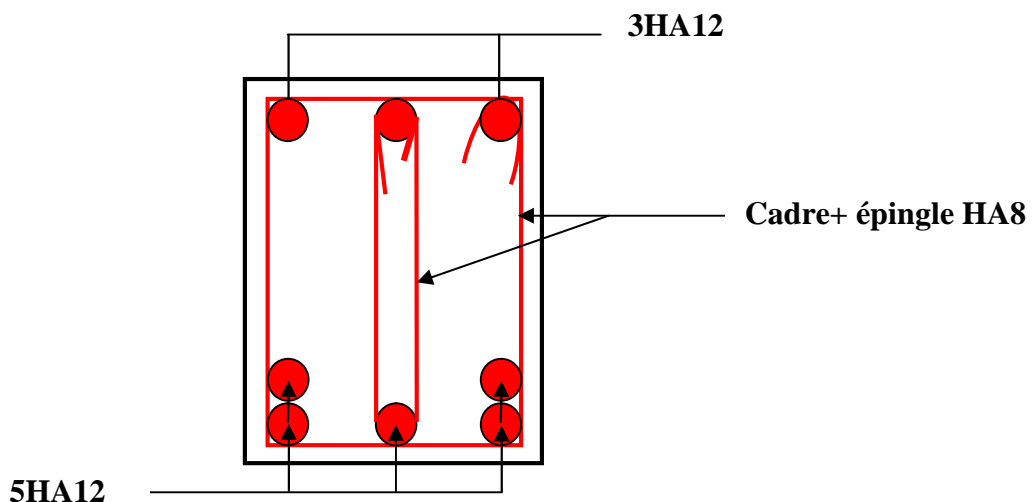


Figure III.18 : ferrailage de la poutre de chainage a coté de l'ascenseur

III.4. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La course maximale = 30.6m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine BK × TK × HK = (110 × 140 × 220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = l = 190cm

$$TS = L = 190\text{cm}$$

Poids de 8 personnes = 630Kg = 6.3KN

III.4.1. Etude de la dalle pleine local machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur on a :

La dalle pleine reprend des charges importantes, elle est appuyée sur (04) appuis donc pour déterminer son épaisseur on a

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Et le critère de coupe-feu est prédominant, alors on prend une épaisseur $h = 20$ cm

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

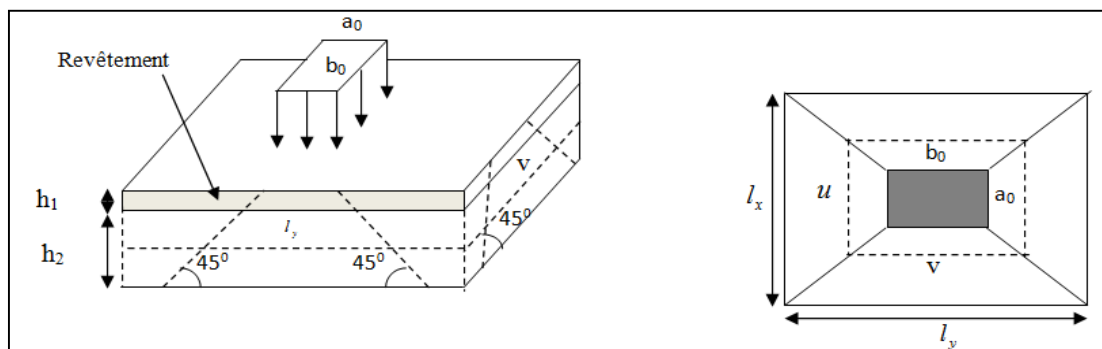


Figure III.19 : Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \hat{a}l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

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

$$\begin{cases} U = 80 + 20 + (2 \times 4) = 108 \text{ cm} \\ V = 80 + 20 + (2 \times 4) = 108 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 190 \text{ cm} \\ l_y = 190 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée

a) M_{x1} et M_{y1} du système

M_{x1} , M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [Annexes]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1, \quad \frac{U}{l_x} = 0,568, \quad \frac{V}{l_y} = 0,56$$

D'où : $M^1 = M^2 = 0,086$

$q_u = 1,35 \times P$. Avec : $P = P_m + D_m + P_{\text{personnes}} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$

$q_u = 1,35 \times 103.3 = 139.45 \text{ KN}$

$M_{x1} = M_1 \times q_u = 12.00 \text{ KN}$

$M_{y1} = M_2 \times q_u = 12.00 \text{ KN}$

b) M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho=1>0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexes]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 5,88 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q^2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 1 = 9,438 \text{ KN/ml}.$$

$$M_{x2} = 1.253 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.253 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.00 + 1,253 = 13.253 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.00 + 1.253 = 13.253 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.2.2.Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d_x = 18\text{cm}$; $d_y = 17\text{cm}$)

$$M_{tx}=M_{ty} = 0,85 \times M_x = 11.265 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax}=M_{ay} = 0,4 \times M_x = 3,976 \text{ KN}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A^t calculée (cm^2 / ml)	A^t adoptée (cm^2 / ml)	A^a calculée (cm^2 / ml)	A^a adoptée (cm^2 / ml)
X-X'	11.265	3.976	1.82	3.16=4HA10	0.63	3.16 4HA10
Y-Y'	11.265	3.976	1.93	3.16=4HA10	0.67	3.16 4HA10

Figure III.43 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée

$$\text{Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 1.82.\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 1.93\text{cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$$

En remarque que la condition de non fragilité de ferrailage en travée est vérifié donc on ferraille avec la section calculer

En appui :

$$\text{Sens xx } A_a = 0.63\text{cm} < \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\text{Sens yy } A_a = 0.67\text{cm}^2 < \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.6\text{cm}^2.$$

En remarque que la condition de non fragilité de ferrailage en appuis n'est pas vérifié donc on ferraille avec A_{\min}

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0.045 x U_c x h x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

$$Q_u = 139.45\text{KN}$$

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2x(108+108) = 432\text{cm}$$

$$\Rightarrow Q_u < U_c. \text{ Vérifier}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3 \times 1.08} = 43.04 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{43.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.239 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa. Vérifier}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures**

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens yy: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 10.66 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 10.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q^{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0441 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = M_{y2} = 1.095 \text{ KN.m}$$

- **La Superposition des Moments:**

$$M_x = M_y = 11.75 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 3.52 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot d \cdot A_s = 0 \Rightarrow y = 2.6 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} \cdot b \cdot y + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 7060.33 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa}$$

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

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 326.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{150} = 0.13 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

- **Schéma de ferrailage**

La figure suivante donne le schéma de ferrailage adopté pour la dalle d'ascenseur

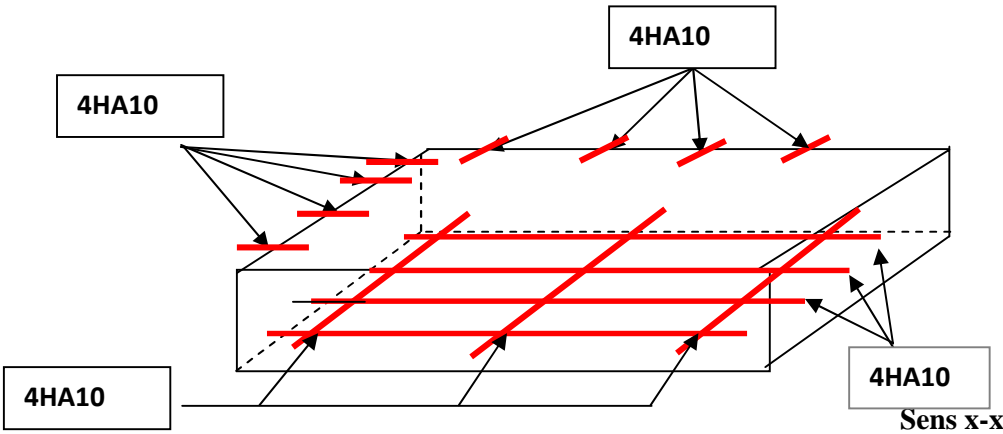


Figure III.20 : schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.5 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F^p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1 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.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1.Charge verticale

Le tableau suivant récapitule les charges permanentes revenant sur l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

Tableau III.44 : Charge permanente revenant à l'acrotère

III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

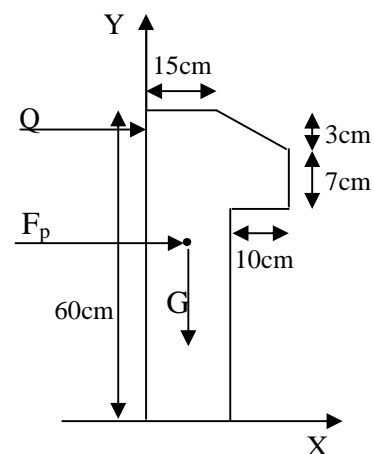


Figure III.21 : Coupe transversale de l'acrotère

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule *Combinaisons d'action* effectué sur l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

Tableau III.45 : Combinaisons d'action de l'acrotère.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$ Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

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

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

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

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \text{ (RPA Article A.4.3.5)}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

$$D'où : e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

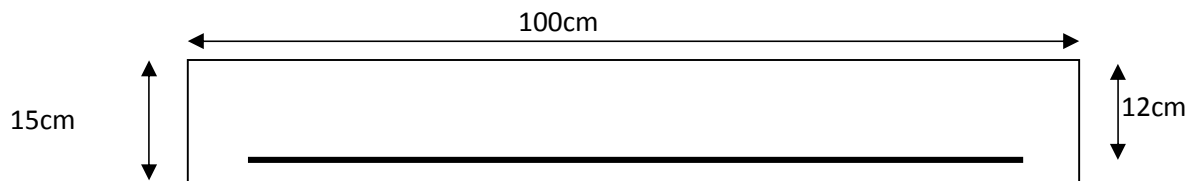


Figure III.22 : Section à ferrailer de l'acrotère

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1.3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{\text{ser}} = 2.6225 \text{ KN}$; $M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

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

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

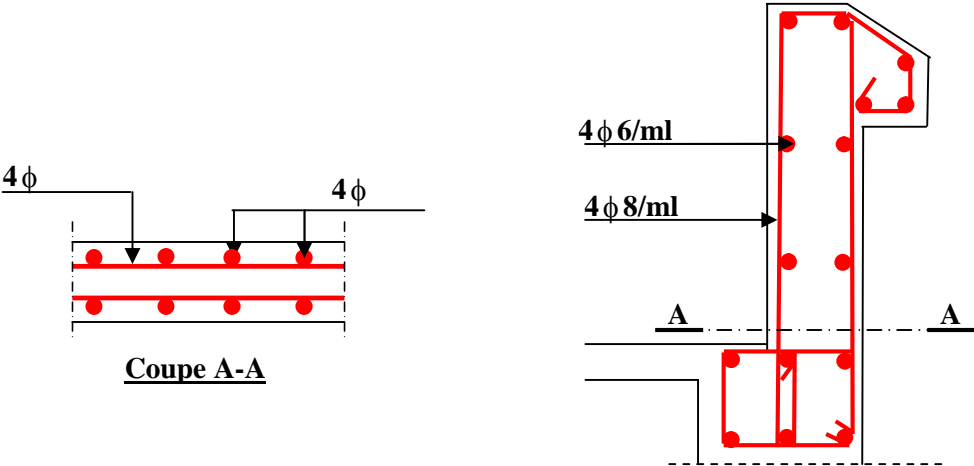


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- ✓ A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut

avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque. Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- 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 (Tableau4.3).

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R= 5$

- ✓ **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_{+1}^6 Pq \text{ RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec:

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Le tableau ci-dessus donne les valeurs de pénalité Pq

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq

Donc : $Q_x= Q_y= 1.20$

- ✓ **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$\beta = 0.6$ pour usage De commerce

Le poids total de la structure $W = 29748.503 \text{ KN}$.

✓ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ **RPA99 (Formule 4-6)**

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

$$h_N = 31.74 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement.

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas: $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (31.74)^{3/4} = 0.668 \text{ s.}$$

D'autre part on a aussi $T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$ **RPA99 (Formule 4-7)**

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24.55 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.576$$

$$L_y = 8.45 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.668$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.57 > 0.5 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0.668 > 0.5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 0.3 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.85$$

$$D_y = 1.67$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \times T_x = 0.749 \text{ s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times T_y = 0.868 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.2}{5} \times 29748.503 = 1981.25 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.2}{5} \times 29748.503 = 1788.48 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des Aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation

De deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant

Le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

- 1) D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des Sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

- 2) D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000

Ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3) D’après l’article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux Directions d’excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins De la masse totale de la structure ;
- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Interpolation des résultats de l’analyse dynamique

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

L’irrégularité en plans et en élévation de notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l’interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

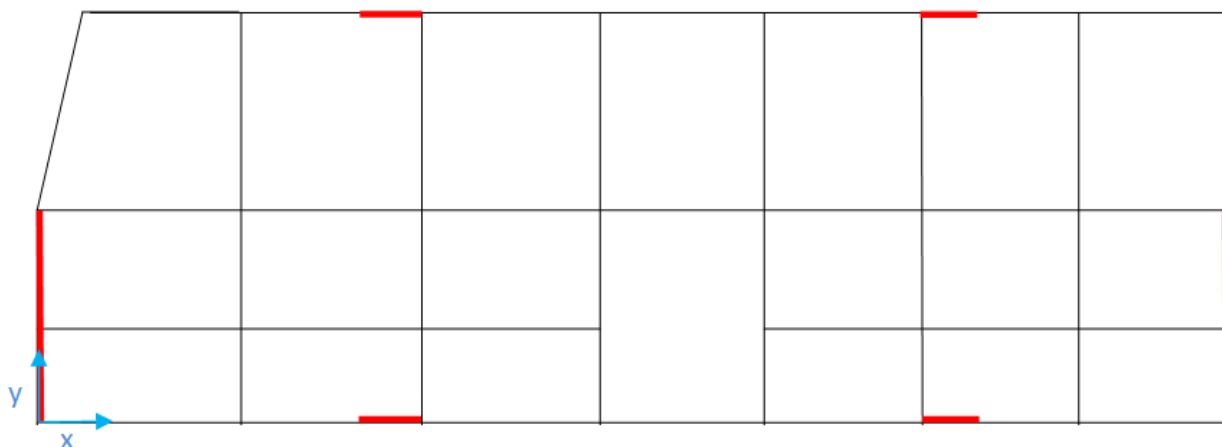


Figure IV.1 : disposition des voiles

Résultats obtenus :

a) Périodes de vibration et participation massique

Les résultats obtenus a l’aide du logiciel SAP2000 sont résumé dans le tableau suivant

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,741219	0,7484	0,0004	0,7484	0,0004
Mode 2	0,654373	0,00068	0,66722	0,74908	0,66762

Mode 3	0,501043	0,01926	0,0014	0,76834	0,66902
Mode 4	0,241663	0,11688	0,000001502	0,88522	0,66902
Mode 5	0,178774	0,000009631	0,17792	0,88523	0,84693
Mode 6	0,133483	0,02789	0,00003452	0,91312	0,84697
Mode 7	0,127567	0,01032	0,00003298	0,92345	0,847
Mode 8	0,09176	0,00003803	0,05726	0,92349	0,90426
Mode 9	0,083976	0,0198	0,00011	0,94329	0,90438
Mode 10	0,082667	0,000001031	0,00387	0,94329	0,90825
Mode 11	0,080565	0,000005968	0,0001	0,9433	0,90835
Mode 12	0,075254	5,608E-07	0,00023	0,9433	0,90858
Mode 13	0,072676	0,000005418	0,00033	0,9433	0,90891
Mode 14	0,070842	6,125E-07	0,000005335	0,9433	0,90892
Mode 15	0,069807	8,513E-10	0,00002005	0,9433	0,90894

Tableau IV.2 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

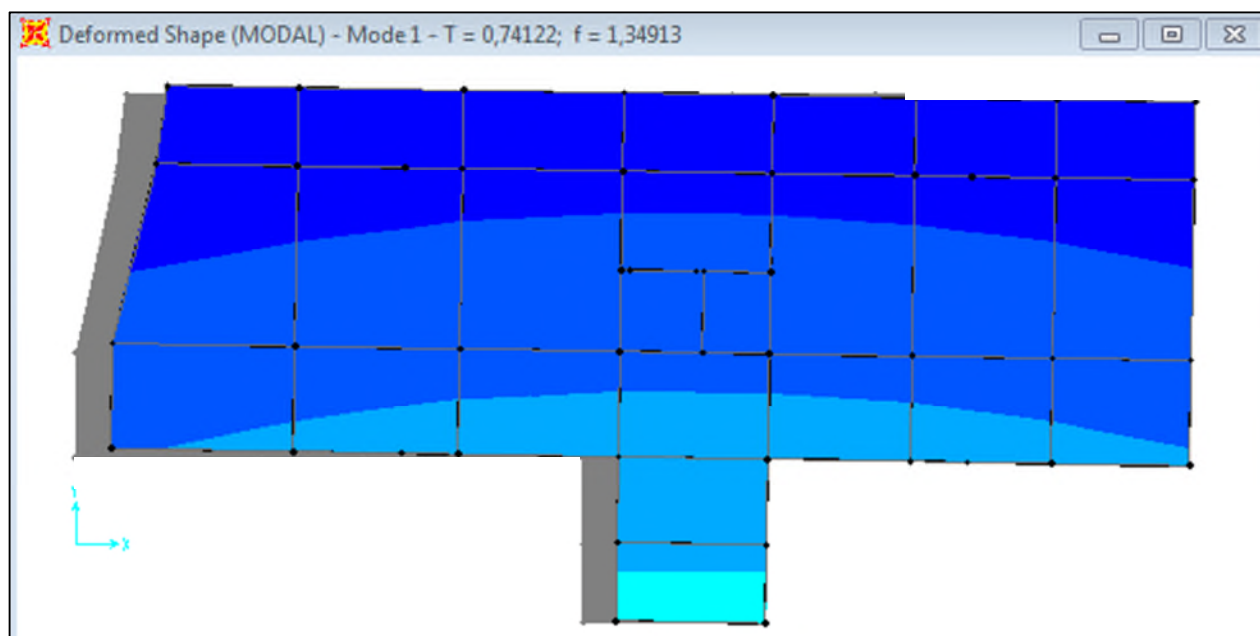


Figure IV.2 : 1^{er} mode (translation suivant X)

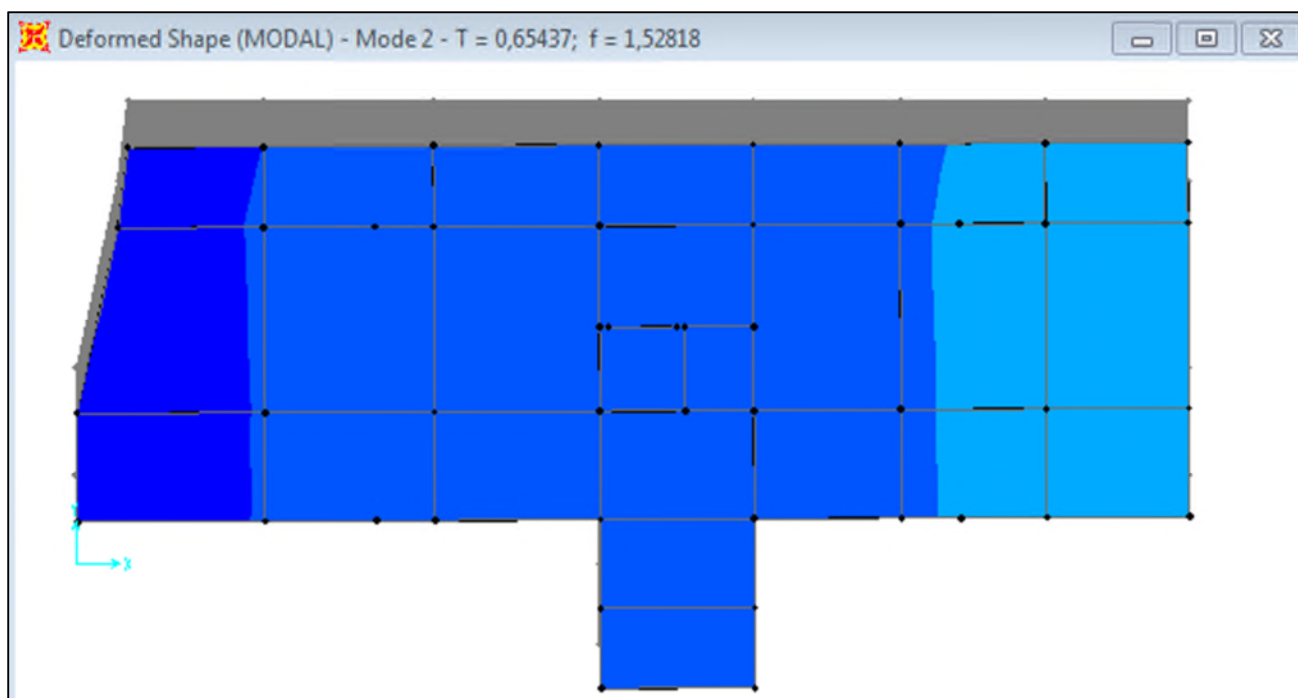


Figure IV.3 : 2^{ème} mode (translation suivant Y)

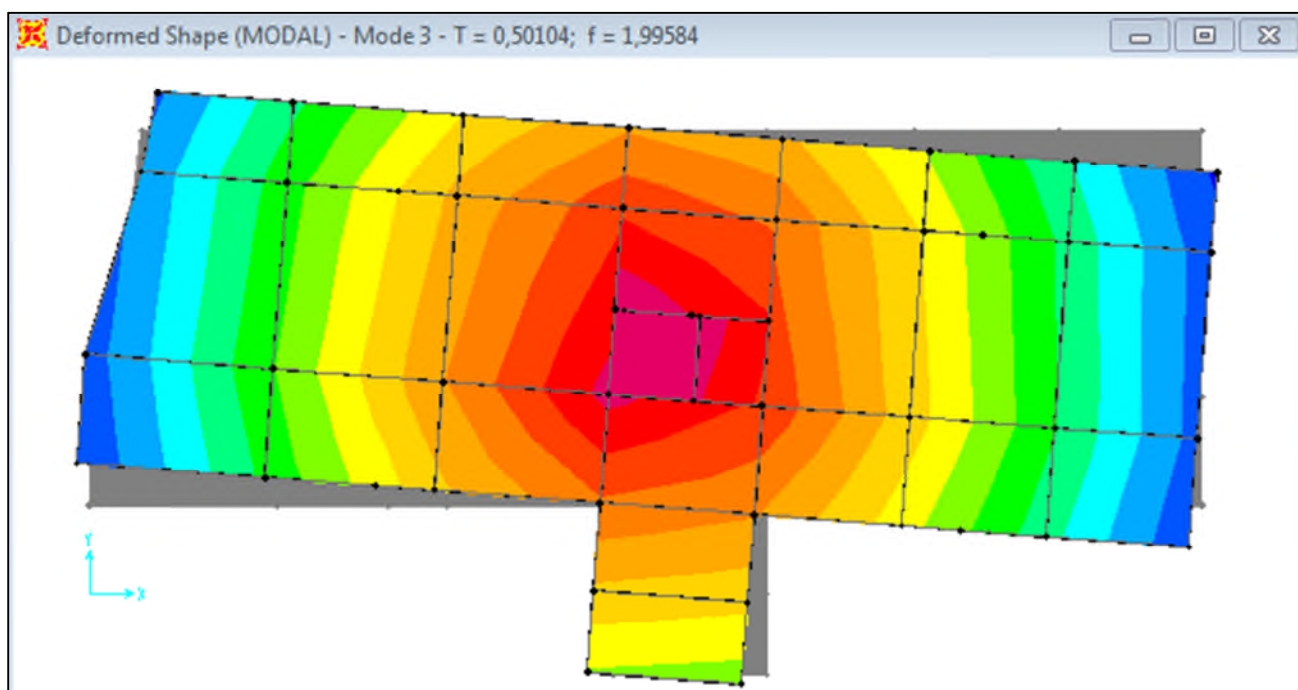


Figure IV.4 : 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les tableaux ci-dessous illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

• **Vérification sous charges verticales**

NIVEAU	Charges reprises (KN)			Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE		PORTIQUE	VOILE
RDC	23349,319	4708,26	0,832193	83,219288	16,7807125
NIV 01	19172,647	4082,92	0,824433	82,443261	17,5567389
NIV 02	16681,434	3839,27	0,812908	81,290765	18,7092351
NIV 03	13801,686	3276,93	0,808127	80,812696	19,1873039
NIV 04	10784,35	2878,21	0,789336	78,933585	21,0664149
NIV 05	2799,053	1103,64	0,717212	71,721157	28,2788427
NIV 06	5712,176	1735,71	0,766953	76,695266	23,3047337
NIV 07	3627,484	1065,43	0,772971	77,297114	22,7028858
NIV 08	1896,811	510,006	0,788099	78,809939	21,1900614

Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les quatre derniers niveaux où l'écart est de 3.5% ce qui peut être négligé. et comme on peut aussi le justifier par l'irrégularité en élévation.

• **Vérification sous charges horizontales**

1) **Sens X :**

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	526,629	683.399	43,5220507	56,477949
NIV 01	656,013	177,572	78,6977933	21,302207
NIV 02	473,908	290,623	61,9867605	38,013239
NIV 03	482,428	215,664	69,1066507	30,893349
NIV 04	384,778	230,65	62,5220172	37,477983
NIV 05	144,7	38,965	78,784744	21,215256
NIV 06	200,568	161,17	55,445654	44,554346
NIV 07	110,082	121,367	47,5620979	52,437902
NIV 08	95,498	140,228	40,5122897	59,48771

Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales dans le sens X

2) Sens-Y :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	205,854	1127,541	15,438336	84,56166
NIV 01	327,994	852,663	27,780634	72,21937
NIV 02	303,795	767,475	28,358397	71,6416
NIV 03	320,772	615,862	34,2473154	65,75268
NIV 04	300,573	523,135	36,4902368	63,50976
NIV 05	129,887	200,859	39,2709209	60,72908
NIV 06	216,985	247,767	46,6883413	53,31166
NIV 07	152,958	153,592	49,8965911	50,10341
NIV 08	206,076	213,552	49,109211	50,89079

Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales dans le sens Y

- Analyse des résultats

Le pourcentage important repris par les portiques dans le sens X est dû au manque des voiles dans celui-ci à cause de la contrainte architectural de la structure.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Sous sol, RDC et 1 ^{er}	55x55	3025	1544,08	v=0,20<0,3	Vérifier
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50X50	2500	1170,263	v=0,18<0,3	Vérifier
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45x45	2025	827,995	v=0,16<0,3	Vérifier
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40x40	1600	499,529	v=0,12<0,3	Vérifier

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1416.47	1981.25	0.71	non vérifiée
Sens y-y	1467955	1788.48	0.82	vérifiée

Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques

• Analyse des résultats

D'après l'article 4.3.6 de l'RPA99 La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} selon le sens x n'est pas vérifié, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_{st}/V_{dyn}$.

Avec $\alpha = 0.8 \frac{V_{statique}}{V_{dynamique}}$

Sens X : $\alpha_1 = 1.12$.

Donc la nouvelle valeur de $V_{dynamique}$ à la base dans le sens x est :

$V_{dynamique\ x} = 1.12 \times 1416.47 = 1586.44\text{ KN}$

$V_{dynamique\ x} = 1586.44 > 0.8 V_{statique} = 1585\text{ (KN)}$condition Vérifié

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Les tableaux (IV.8 ; IV.9), donne les déformations selon les deux sens x-x' et y-y'

Sens x

Niveau	Sens X					
	δe_K	δ_K	δ_{K-1}	h_K	Δ_K	Δ_K/h_K
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)
S-Sol	0.0045	0.0252	0	306	0.0252	0.0082
RDC	0.13	0.728	0.0252	420	0.7028	0.167
NIV 01	0.27	1.512	0.728	306	0.784	0.256
NIV 02	0.420	2.352	1.512	306	0.84	0.274
NIV 03	0.571	3.197	2.352	306	0.845	0.276
NIV 04	0.717	4.015	3.197	306	0.818	0.267
NIV 05	0.853	4.776	4.015	306	0.761	0.248
NIV 06	0.977	5.471	4.776	306	0.695	0.227
NIV 07	1.085	6.076	5.471	306	0.605	0.197
NIV 08	1.172	6.563	6.076	306	0.487	0.159

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens X-X'

Sens y

Niveau	Sens-Y					
	δe_K	δ_K	δ_{K-1}	h_K	Δ_K	Δ_K/h_K
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)
S-Sol	0.098	0.445	0	306	0.445	0.14
RDC	0.0924	0.462	0.445	420	0.017	0.004
NIV 01	0.2029	1.0145	0.462	306	0.552	0.18
NIV 02	0.3315	1.6575	1.0145	306	0.643	0.21
NIV 03	0.477	2.385	1.6575	306	0.727	0.237
NIV 04	0.6336	3.168	2.385	306	0.783	0.255
NIV 05	0.7954	3.977	3.168	306	0.809	0.26
NIV 06	0.9585	4.7925	3.977	306	0.815	0.26
NIV 07	1.275	5.6	4.7925	306	0.807	0.263
NIV 08	1.275	6.375	5.6	306	0.775	0.253

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens Y

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. Donc les déformations sont acceptables.

IV.5 .5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

$i=k$

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 $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_k)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
S-Sol	306	45146.784	0.0252	1421.56	0.0026	0.445	1470.61	0.044
RDC	420	38227	0.7028	1289.41	0.049	0.017	1406.243	0.001
NIV 01	306	32800.177	0.784	913.67	0.091	0.552	1306.068	0.045
NIV 02	306	27908.823	0.84	856.486	0.089	0.643	1201.805	0.048
NIV 03	306	23191.711	0.845	818.55	0.078	0.727	1083.219	0.05
NIV 04	306	18512.4	0.818	765.758	0.064	0.783	950.584	0.049
NIV 05	306	13717.539	0.761	676.548	0.05	0.809	675.36	0.053
NIV 06	306	9992.455	0.695	539.873	0.042	0.815	635.033	0.042
NIV 07	306	6210.179	0.605	427.842	0.028	0.807	457.191	0.035
NIV 08	306	3078852	0.487	239.28	0.02	0.775	279.688	0.027

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6 Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1 introduction

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

V. 2 étude des poutres

V.2.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $G+Q-E$
- ✓ $0.8G+E$
- ✓ $0.8G-E$

V.2.2 Ferrailage

a) Armatures longitudinales (RPA 99/2003 (art 7.5.2.1))

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- ✓ 4% en zone courante,
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa, avec Φ_{\max} = le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la (**figure V.1**) avec des crochets à 90°. Cette

même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times bSt$:

espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit

- ✓ $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale
- ✓ $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.3 Dispositions constructives des portiques (RPA 99 (Figure 7.5))

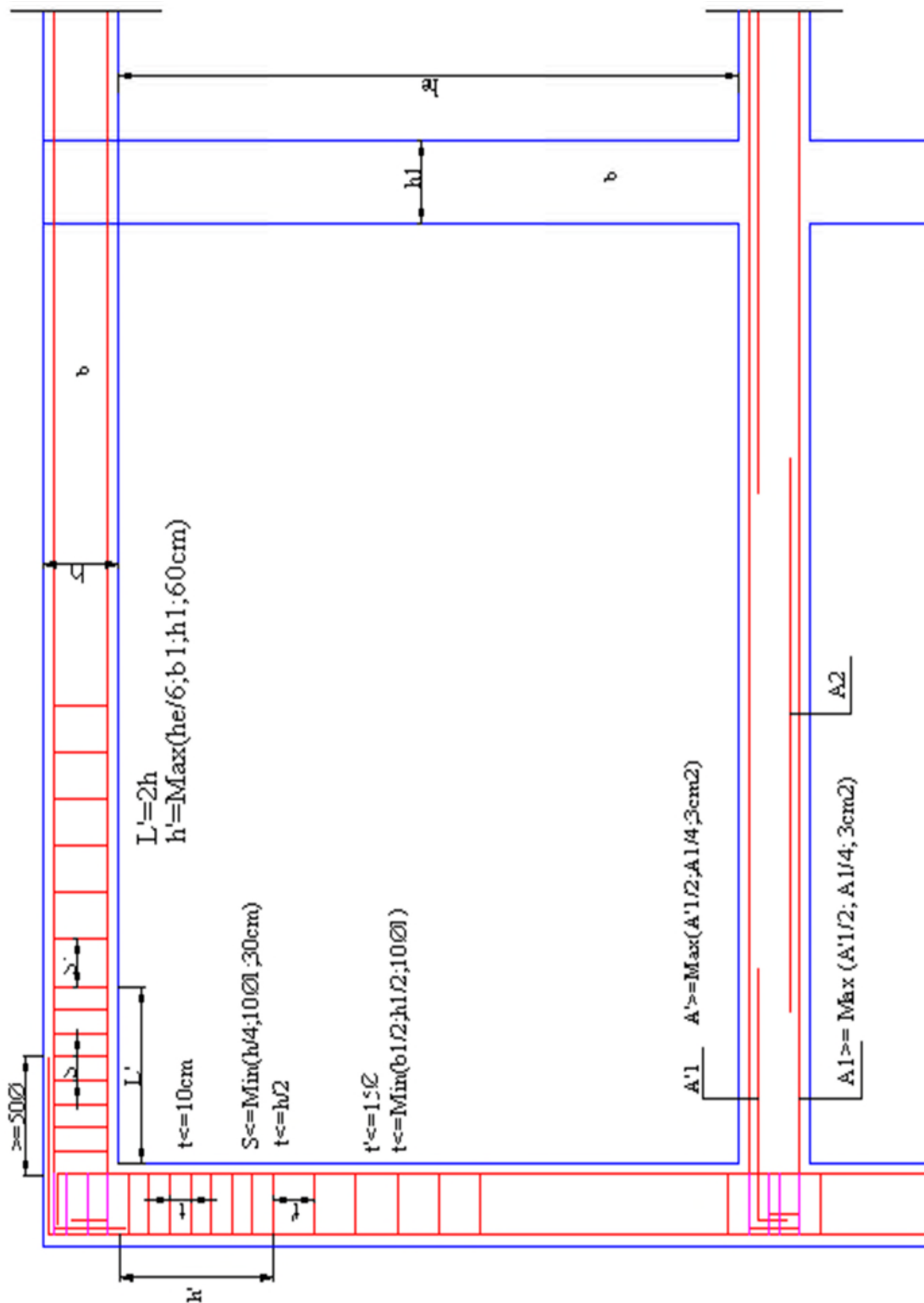


Figure V.1: Dispositions constructives des portiques

V.2.4 Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.2.5 Calcul du ferrailage

a) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

- **Calcul du moment réduit ultime**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres

Niveau	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Étage courant	Poutre principale	30*35	Appuis	64,024	86,539	5.96	5,25	6.78	6T12
			Travée	25,6487		5.43		6.78	6T12

	Poutre secondaire	30*35	Appuis	11,177	10,568	2,9761	5,25	5,65	5 T12
			Travée	5,8631		2,9761		5,65	5 T12
Étage commerce	Poutre principale	30*35	Appuis	80,394	148,09	5.44	5,25	6.78	6T12
			Travée	55,181		4.35		6.03	3T16
	Poutre secondaire	30*35	Appuis	7,5332	7.973	2,9761	5,25	5,65	5 T12
			Travée	2.8809		2,9761		5,65	5 T12
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30*35	Appuis	76,560	89,187	7,64	5,25	7,70	5 T14
			Travée	28,6085		5,92		6.03	3T16
	Poutre secondaire	30*35	Appuis	23,987	27,77	2,9761	5,25	5,65	5 T12
			Travée	22,3795		2,9761		5,65	5 T12

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires pour les différents planchers

V.2.6 Vérification des armatures selon le RPA 99

✓ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

✓ **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40x \Phi$ en zone II

$\Phi=12 \text{ mm}$: $L_r > (40 \Phi=40 \cdot 1.2=48\text{cm})$. Soit $L_r = 50\text{cm}$

$\Phi=14\text{mm}$: $L_r > (40 \Phi=40 \cdot 1.4=56\text{cm})$. Soit $L_r=60\text{cm}$

$\Phi=16\text{mm}$: $L_r > (40 \Phi=40 \cdot 1.6=64\text{cm})$. Soit $L_r=70\text{cm}$

V.2.7 Les armatures transversales

• **Calcul de Φ_t**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par

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

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1; 3cm)$$

Si $\Phi_t \leq 1 \Rightarrow$ on prend $\Phi_t = 10$ mm

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

Soit 1 cadre+1étrier T10 pour toutes les poutres

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40cm) = 29.7cm$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66 cm$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 65.01 cm$$

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$

- ✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(8.75; 14.4) = 8.75cm$$

Soit $S_t = 8$ cm

- ✓ **Zone courante** : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5cm$.

Soit $S_t = 15cm$

- **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575cm$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{\min} = 1.575cm^2 \text{ condition vérifiée}$$

V.2.8 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.195cm^2. \text{ Condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle maximale (Vérification de l'effort tranchant)

Il faut vérifier que

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

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ BAEL91 (Art H.III.2)

Fissuration peu nuisible. $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	148.09	1.49	3.33	Vérifiée
secondaires	27.77	0.19	3.33	Vérifiée

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisailen BAEL91 (Art H.IV.2)

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1) .

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (2) $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

• Poutres principales

✓ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [148,09 - \frac{80,394}{0.9 \times 0.33}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -3,52cm^2$$

Aucune vérification à faire

✓ Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 148,09 \times 10^{-3}}{400} = 4,25cm^2$$

$A_l = 6,78 cm^2 > 4,25 cm^2$ Condition vérifiée

• Poutres secondaires

✓ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [27,77 - \frac{23,9873}{0.9 \times 0.33}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -1.52cm^2$$

Aucune vérification à faire.

✓ **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 27,77 \times 10^{-3}}{400} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$A_l = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,79 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée

V.2.9 Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

b) Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sous sol	Poutres principales	Appuis	56,65	46503,68	11,94	14,54	15
		Travées	28,046	57015,792	11,40	5,6	15
	Poutres secondaires	Appuis	5,53	54323,14	11,11	1,13	15
		Travées	2.12	54323,14	11,11	0,43	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	46,42	46503,68	11,94	11,91	15
		Travées	18,65	46503,68	11,94	4,78	15
	Poutres secondaires	Appuis	8,17	54323,14	11,11	1,67	15
		Travées	4.21	54323,14	11,11	0,86	15
Terrasse Inaccessible	Poutres principales	Appuis	55,90	68068,95	12,55	10,30	15
		Travées	20,86	57015,792	11,40	4,17	15

	Poutres secondaires	Appuis	17,45	54323,14	11,11	3,65	15
		Travées	16,25	54323,14	11,11	3,32	15

Tableau V.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton

c) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91 (Art B.6.5)** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

On vérifiant la flèche pour les poutres les plus sollicitées

• **Poutres principale**

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{20,86}{10 \times 32,56} = 0.064$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9,42 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.0095 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0.084 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

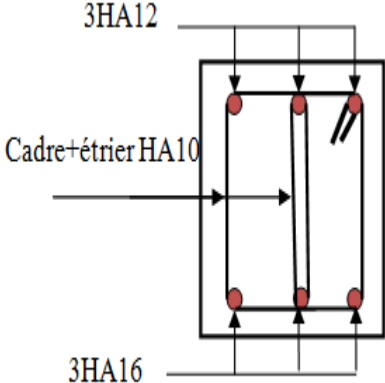
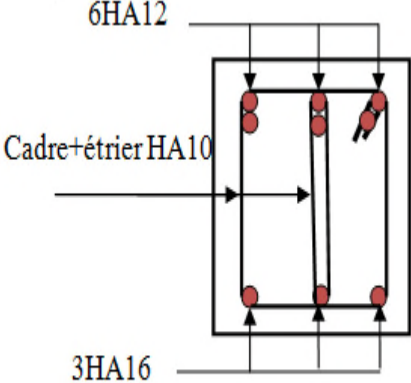
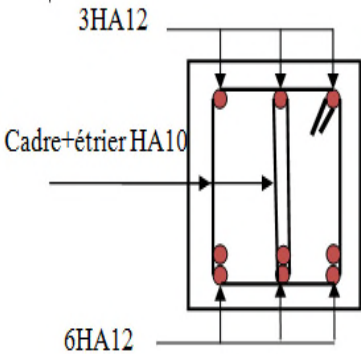
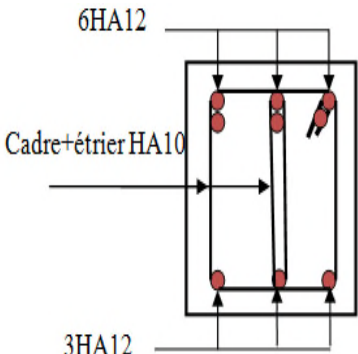
$$\frac{h}{L} = 0.084 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16,25}{10 \times 33,65} = 0.048$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9,04 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.0091 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.10 Schéma de ferrailage

Les schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires des différents planchers sont résumés dans les tableaux ci dessous

type de plancher	Ferrailage en travée	Ferrailage en appuis
sous-sol		
étage courant		

Terrasse inaccessible		
------------------------------	--	--

Tableau V.4 : Schémas de ferrailage des Poutres principales

type de plancher	Ferrailage en travée	Ferrailage en appuis
Sous-sol		
Etage courant		
Terrasse inaccessible		

Tableau V.5 : Schémas de ferrailage des Poutres secondaires

V.3. étude des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- ✓ Moment maximal et l'effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)
- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont

- ✓ 1.35G+1.5Q
- ✓ G+Q
- ✓ G+Q+E RPA99 /version2003 (Article 5.2)
- ✓ G+Q-E
- ✓ 0.8G+E
- ✓ 0.8G-E

V.3.2. Recommandations du RPA99 (version 2003)

a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- ✓ $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- ✓ $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- ✓ $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- ✓ La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone Critique).

La zone nodale est caractérisé par les deux dimensions suivante : l' et h' .

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : est la hauteur d'étage

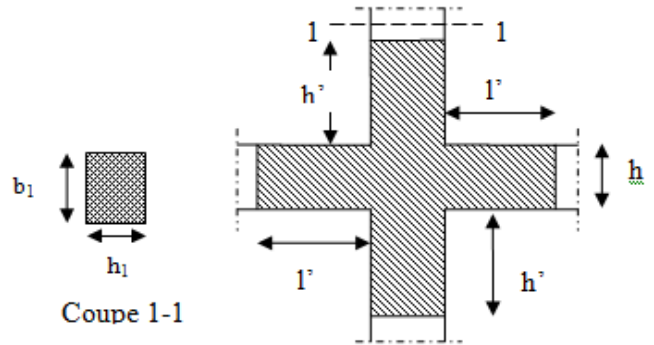


Figure V.2 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
S-sol, RDC, 1 ^{er} étage	55 × 55	24.2	121	181.5
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	50 × 50	20	100	150
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	45 × 45	16,2	81	121.5
6 ^{eme} , 7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	40 × 40	12.8	64	96

Tableau V.6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b). Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots (I)$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement 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 déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_t, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_t$

Où : ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

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 $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Remarque : N et M doivent être prisent avec leurs signe

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S-sol, RDC, 1ere étages	1792,306	53,9669	78,5765	1324,075	5.941	40,9838	75,07

2,3 ^{ème} étage	1148,683	12,1253	53,8862	818,901	7,867	8,2232	66,261
4,5 ^{ème} étages	803,014	12,1275	54,9283	459,854	7,007	7,7321	45,856
6, 7,8 ^{ème} étages	470,349	11,016	41,5354	224,937	0,765	13,2526	45,705

Tableau V.7 : Les sollicitations dans les poteaux

V.3.4 Calcul de ferrailage

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Le calcul est fait a base du logicielle SOCOTEC

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	55×55	14.6	23.46	24.2	26.52	12HA14+4HA16
2 et 3 ^{ème} étage	50×50	8.40	15.14	20	21.36	8HA14+8HA12
4 et 5 ^{ème} étage	45×45	2.76	10.46	16,2	18.10	16HA12
6,7, et 8 ^{ème}	40×40	0.00	6.55	12.8	13.56	12HA12

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux

V.3.5. Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents Poteaux des différents niveaux.

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	lr cm	st zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
55×55	1.4	75,07	56	10	15	0.229	2.47	3.02	6HA8
50×50	1.4	66,261	56	10	15	0.203	2.25	3.02	6HA8
45×45	1.2	45,856	48	10	15	0.140	2.02	3.02	6HA8
40×40	1.2	45,705	48	10	15	0.093	1.8	3.02	6HA8

Tableau V.9 : armatures transversal

V.3.6 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

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'élançement mécanique λ qui prend les valeurs

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement.

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \quad \text{Avec} \begin{cases} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{cases}$$

As : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Obs.
Sous-sol, 1 ^{er} étage	55x55	306	214.2	13.49	0.825	26.52	0.2809	5,05	1,792	vérifiée

RDC	55×55	420	294	18.52	0.804	26.52	0.2809	4,92	1,607	vérifiée
2,3 ^{ème} étage	50×50	306	214.2	14.84	0.820	21.36	0.2304	4,10	1,149	vérifiée
4 et 5 ^{ème} étage	45×45	306	14.2	16.47	.813	8.10	0.1849	,29	0,8030	Vérifier
6, 7, et 8 ^{ème}	40×40	306	14.2	18.55	0.768	3.56	0.1444	,42	0,4703	Vérifier

Tableau V.10 : vérification au flambement

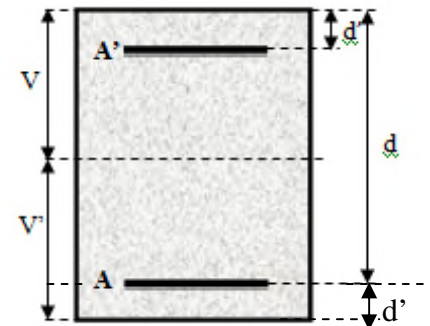
b) Vérification des contraintes :

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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$



$$S = b \times h + 15(A + A')$$

(section homogeny).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	2, et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6,7, et 8 ^{ème}
Section (cm ²)	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	50	45	40	35
A' (cm ²)	13,26	10,68	9,05	6,78

A(cm ²)	13,26	10,68	9,05	6,78
V (cm)	27.5	25	22,5	20
V'(cm)	27.5	25	22,5	20
Iyy '(m ⁴)	0.0098	0.0068	0.0042	0,0027
N ^{ser} (MN)	1,1265	0,83671	0,5850	0,3430
M ^{ser} (MN.m)	0,02983	0,03115	0,0328	0,0204
M _G ^{ser} (MN.m)	0,02983	0,03115	0,0328	0,0204
σ _{bc1} (MPa)	3,37	4,11	4,30	3,41
σ _{bc2} (MPa)	2,45	1,82	0,79	0,39
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

c) Vérification aux sollicitations tangentes

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

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	55×55	214.2	13.49	0,04	50	75,07	0,27	1	vérifiée
2,3 ^{ème} étage	50×50	214.2	14.84	0,04	45	66,261	0,29	1	vérifiée
4et 5 ^{ème} étage	45×45	214.2	16.47	0,04	40	45,856	0,25	1	vérifiée
6,7, et 8 ^{ème} étage	40×40	214.2	8.55	0,075	35	45,705	0,32	1.875	vérifiée

Tableau V.12 : vérification aux sollicitations tangentes

d) Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans Les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|MN|+|MS| \geq 1.25 \times (|MW|+|ME|)$$

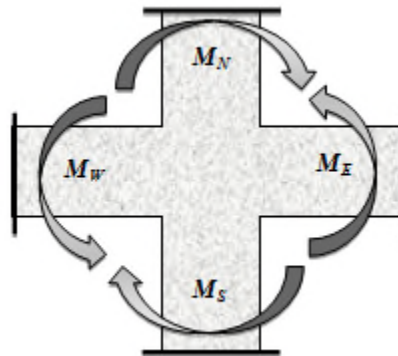


Figure V.3 : sollicitation dans la zone nodale

d.1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton,
- ✓ de la quantité d’armatures dans la section,
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 MPa$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR(KN.m)
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	55×55	49,5	26.52	456,83
2, et 3 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	334,5
4, et 5 ^{ème} étage	45×45	40,5	18.10	255,10
6,7, et 8 ^{ème}	40×40	36	13.56	169,88

Tableau V.13 : Les moments résistants dans les poteaux

d.2) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central

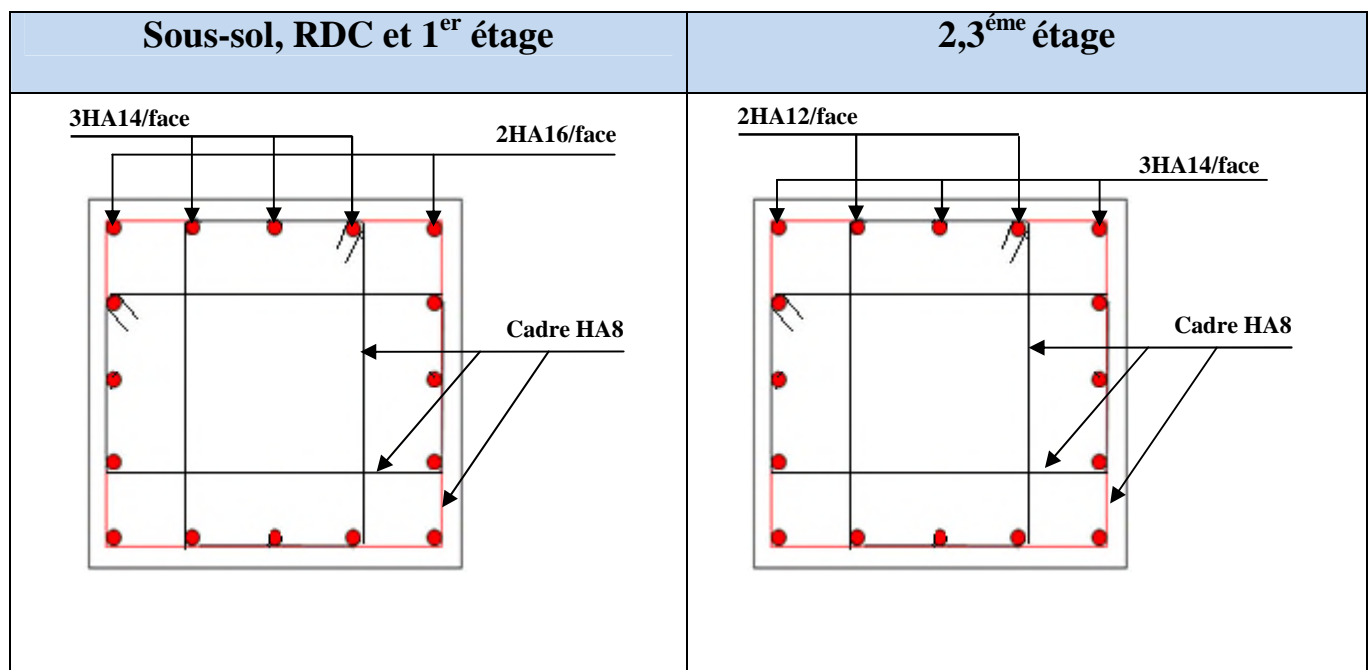
Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs.
Sous-sol	456,83	456,83	913,66	103,26	103,26	258,15	vérifiée
RDC	456,83	456,83	913,66	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage1	456,83	334,5	791,33	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage2	334,5	334,5	669	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage3	334,5	255,1	589,6	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage4	255,1	255,1	510,2	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage5	255,1	169,88	424,98	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage6	169,88	169,88	339,76	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage7	169,88	169,88	339,76	111,48	111,48	278,7	vérifiée
Etage8	169,88	169,88	339,76	103,26	103,26	258,15	vérifiée

Tableau V.14 : Vérification de la zone nodale

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- **Schémas de ferrailage**

Les schémas de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-dessous



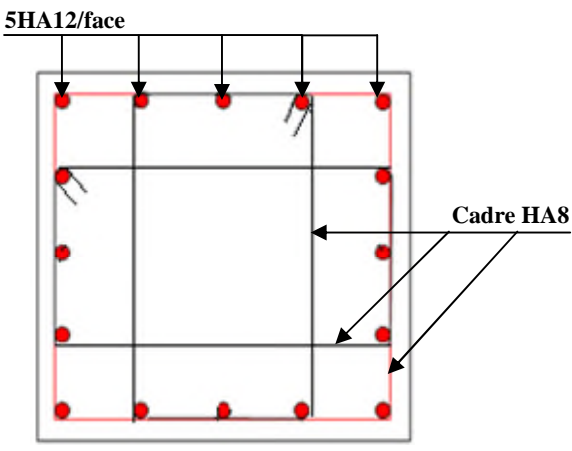
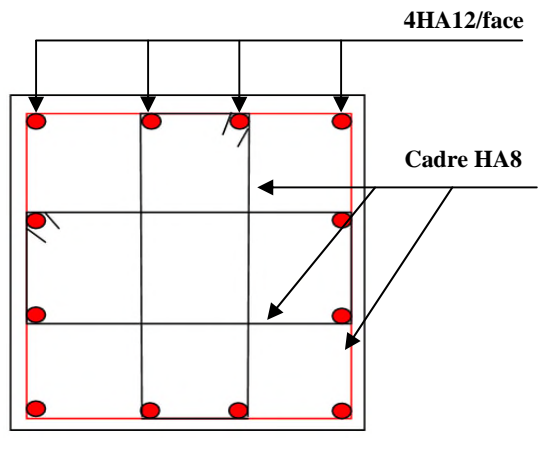
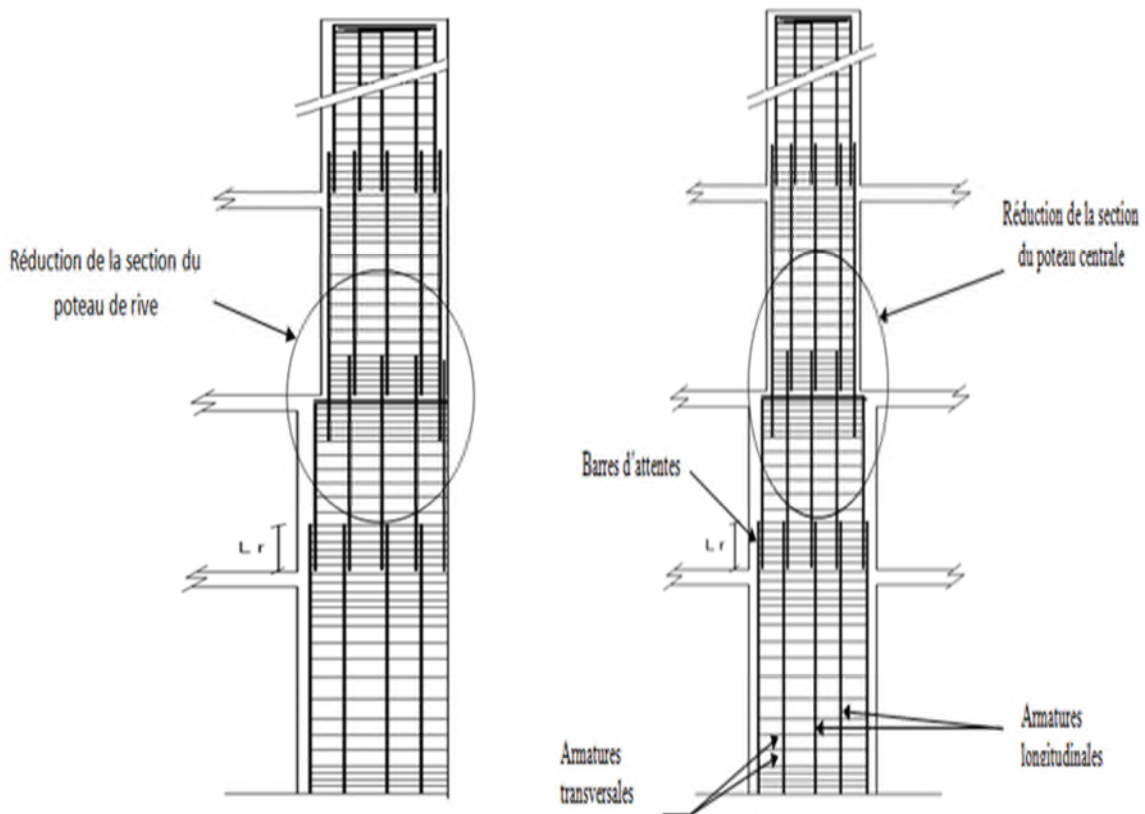
Poteau (55×55)	Poteau (50×50)
2 et 5^{ème} étage	6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage
	
Poteau (45×45)	Poteau (40×40)

Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des poteaux



0)

Figure V.4 : Réduction des sections dans les poteaux

V.4 Étude des voiles

V.4.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes

- ✓ ELU.
- ✓ G+Q±E.
- ✓ 0.8G±E.

V.4.2 Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux Nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec l_t : longueur de la zone tendue, et e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la Longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Les 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 $10\phi_l$.

c) Les 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.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{min} = 0.15\% b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times h$dans la zone courante.

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

L'espacement : $S_l = \min(1.5 \times e; 30cm)$. ;

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Longueurs de recouvrement

- ✓ 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- ✓ 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.3 Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- ✓ $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- ✓ $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 L$; $d' = 0.1 L$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

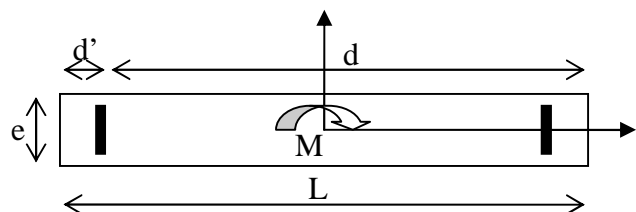


Figure V.5 : Schéma d'un voile pleine

a) Armatures horizontales :

On fixe St et on calcul A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

b) La longueur de recouvrement

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

c) Diamètres des barres :

$$\phi < e/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

d) Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Soit

$$V_{x1} = \text{Le voile disposer selon X, avec } L = 1.3m$$

$$V_{y2} = \text{Le voile disposer selon Y, avec } L = 2.4m$$

$$V_{y3} = \text{Le voile disposer selon Y avec } L = 1.95m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} : Section d'armature verticale de voile.

A_v^{\min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adop} : Section d'armature verticale adoptée par face.

N^{bre} /par face: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

A_h^{\min} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

N^{bre} /par Plan : nombre de barres adoptées par plan pour 1mètre linéaire.

❖ **Ferraillage de Voile Vx1**

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile Vx1 dans tous les niveaux :

	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2,3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2*1.3	0.2*1.3	0.2*1.3	0.2*1.3
M(KN)	485,0097	-117,2975	-93,6191	-63,1512
N(KN)	188,17	362,447	270,656	181,863
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	198,448	81,454	73,109	55,337
τ (MPa)	1,187	0,487	0,437	0,331
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	8,583	6,835	5,238	3,525
A_v^{min} (cm ²)	3,900	3,900	3,900	3,900
A_v^{adop} (cm ²)	10,68	9,04	7,68	6,32
N^{bre} /par face	4HA14+4HA12	8HA12	4HA12+4HA10	8HA10
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1,48	0,61	0,55	0,41
A_h^{min} (cm ²)	0,60	0,60	0,60	0,60
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	2,26	1,58	1,58
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.16 : Ferraillage du voile Vx1

❖ **Ferraillage de Voile Vy2**

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile Vy2 dans tous les niveaux :

	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2,3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2*2.4	0.2*2.4	0.2*2.4	0.2*2.4
M(KN)	899,531	497,5177	23,2766	177,9858
N(KN)	1639,967	915,261	637,745	365,044
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	322,681	244,776	180,413	111,385
τ (MPa)	1,046	0,793	0,585	0,361
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14,66	8,16	8,33	6,26
A_v^{min} (cm ²)	7,200	7,200	7,200	7,200
A_v^{adop} (cm ²)	15,82	13,10	13,10	11,06
N^{bre} /par face	14HA12	6HA12+8HA10	6HA12+8HA10	14HA10
S_t (cm)	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	1,31	0,99	0,73	0,45
A_h^{min} (cm ²)	0,60	0,60	9,18	0,60
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	2,26	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.17 : Ferrailage du voile Vy2

❖ Ferrailage de Voile Vy3

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile Vy3 dans tous les niveaux :

	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2,3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6,7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.2*1,95	0.2*1,95	0.2*1,95	0.2*1,95
M(KN)	614,9803	356,9632	248,9358	199,0533
N(KN)	1358,474	692,993	370,579	137,955

section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	253,321	166,118	119,856	121,248
τ (MPa)	1,010	0,663	0,478	0,484
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.29	6,58	7,892	4,493
A_v^{min} (cm ²)	5,850	5,850	5,850	5,850
A_v^{adop} (cm ²)	12,43	10,73	10,73	8,69
N^{bre} /par face	11HA12	6HA12+5HA10	6HA12+5HA10	11HA10
S_t (cm)	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	1,26	0,83	0,60	0,60
A_h^{min} (cm ²)	0,60	0,60	0,60	0,60
A_h^{adop} (cm ²)	2,26	1,58	1,58	1,58
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18: Ferrailage du voile Vy3

V.4.4 Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile Vy2 au niveau de RDC ($L \times e = 240 \times 20 \text{cm}^2$) :

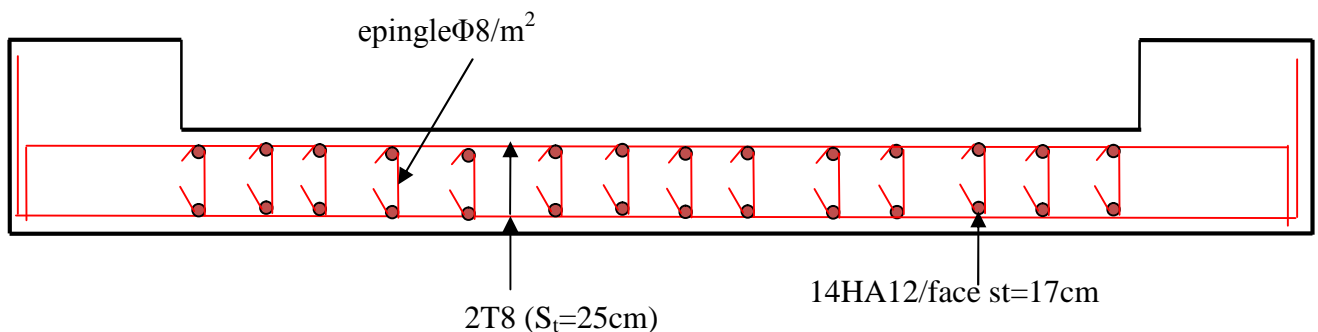


Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy2 RDC

V.5 CONCLUSION

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les Charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 3.5 m.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.4 Etude des fondations

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

a) Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : N=1551.228 KN

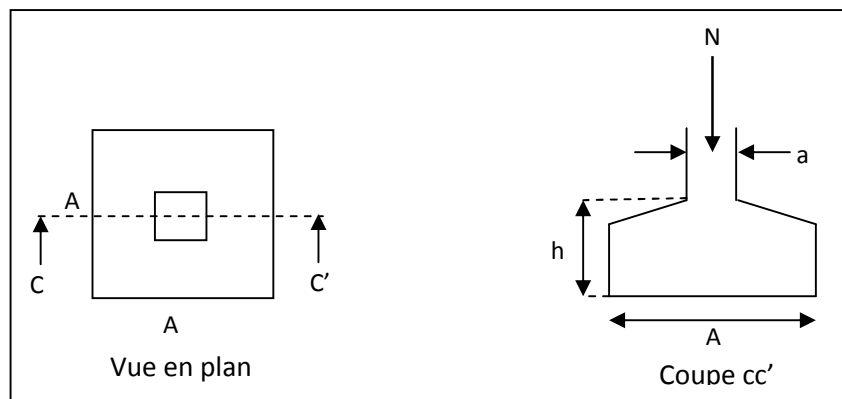


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1.551228}{0.15}} = 3.215 m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

b) Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

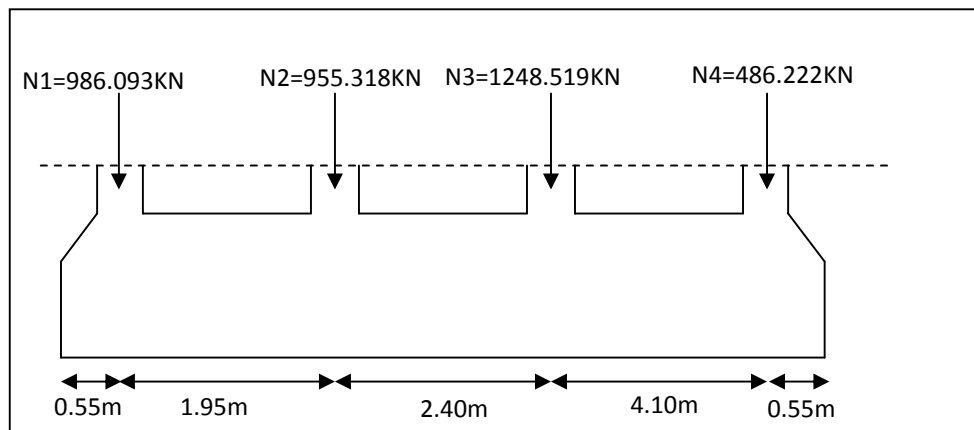


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 3676.152 \text{ KN}$$

$$L = 9.55 \text{ m}$$

La vérification à faire est

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{3.676152}{0.15 \times 9.55} = 2.56 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 2.56m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.15m, 3.20m, et 3.25m, donc on passe au radier général

VI .5. Radier général

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges tendent à occuper tout l'entreaxe des poteaux ; on opte dans ce cas pour un radier général.

Le radier est une fondation superficielle occupent la totalité de la surface de la construction, travaille comme un plancher renversé, dans le but d'augmenter la rigidité de la structure, Dans certains cas, le dimensionnement de ce type de fondation conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalle extérieurs.

Ce qui concerne notre structure, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

a) pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

✓ **Condition de coffrage [1]**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{415}{20} = 20,75 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{415}{10} = 41,5 \text{ cm}$$

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\max}=4,15 \text{ m}$)

✓ **Condition de rigidité [2]**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi \times 4 \times E}} = 0,56 \text{ m}$$

A partir des deux conditions [1] et [2] on prend

La hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$

La hauteur du radier $h_r = 40 \text{ cm}$

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 260.468 \text{ m}^2$.

b) Calcul du poids

$N_s = 31865.144 \text{ KN}$ (poids transmis par la superstructure)

$P_{\text{radier}} = 0.4 \times 25 \times 260.468 = 2604.68 \text{ KN}$ (poids du radier)

Poids des nervures sens xx : $(55 \times 75) = 0.55 \times 0.75 \times 25 \times 25 \times 5 = 1289.0625 \text{ KN}$

Poids des nervures sens yy : $(55 \times 75) = 0.55 \times 0.75 \times 25 \times 10.5 \times 8 = 866.25 \text{ KN}$

$$N_{ser} = 31865.144 + 1953.51 + 1289.0625 + 866.25 = 36625.136 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{36.6251}{0.15} = 244.167 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} \leq S_{bat} = 260.468 \text{ m}^2. \Rightarrow \text{Le radier sans déborde.}$$

c) Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

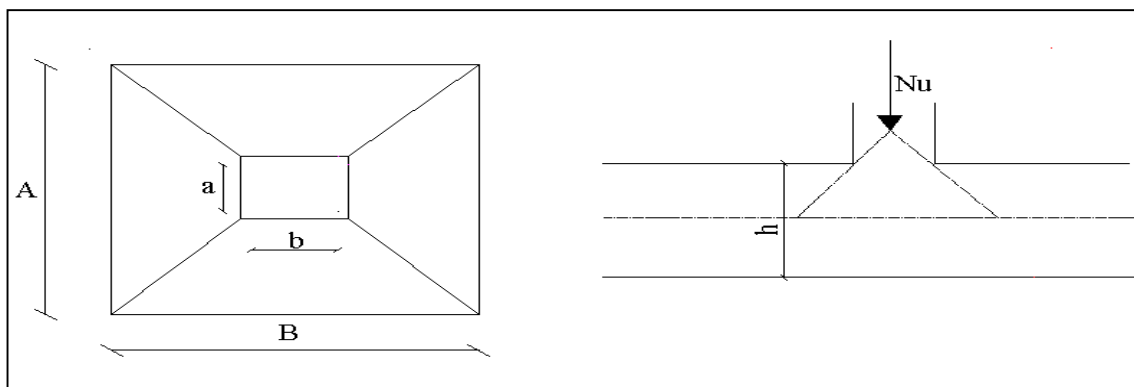


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

✓ **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (55×55) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

Avec : $A = 0,55 + 0,75 = 1,3 \text{ m}$

$$B = A = 1,3 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 5,2 \text{ m}$

$$Nu = 1551,228 < 0.045 \times 5,2 \times 0,4 \times \frac{25}{1.15} = 2034.78 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

✓ **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N: L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 2380.0948 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 12,6 \text{ m.}$$

$$I_y = 13367.4669 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 5,22 \text{ m.}$$

$$M_x = 25953.31 \text{ KN.m, } M_y = 4800 \text{ KN.m.}$$

$$N = 31865,144 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = 0,183 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0,061 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = 0,152 \text{ MPA} > 0,15 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

✓ **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = 0,127 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = 0,118 \text{ MPA}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que

$$\sigma_{moy} = 0,124 \text{ MPA} < 0,15 \text{ MPa}$$

On voit que la contrainte moyenne selon l'axe x-x' est supérieure à la contrainte de sol, donc il faut augmenter la section de radier.

On opte pour un débord minimal

$$\text{Soit : } D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right)$$

On prend $D = 50\text{cm}$ donc $S_{\text{radier}} = 265.718 \text{ m}^2$

D : débord.

Sens x-x : $\sigma_{\text{moy}} = 0.147\text{MPa} < 0.15\text{MPa}$

Sens y-y : $\sigma_{\text{moy}} = 0.121\text{MPa} < 0.15\text{MPa}$

e) Vérification de la poussée hydrostatique

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \delta_w$$

Avec

$f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\delta_w = 10\text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{\text{rad}} = 265.718 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$H = 3.06\text{m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment)

$N = 31865,31\text{KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 265.718 = 9350.61\text{KN} \dots \dots \dots$ Condition

Vérifiée

f) Vérification de la stabilité au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{RPA99 : Art .10.1.5})$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{M_y}{N} = 0,15\text{m} < \frac{10,50}{4} = 2,62\text{m}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{M_x}{N_x} = 0,814\text{m} < \frac{25,5}{4} = 6,375\text{m}$$

VI .5.1 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.4) \text{ m}^2$, causée par la réaction du sol sachant que la fissuration est préjudiciable, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a) Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

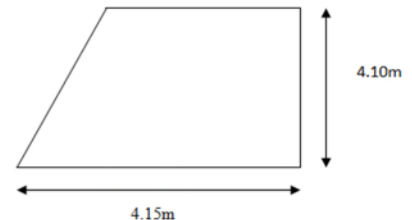
$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}} = \frac{43706,234}{265.718} = 164.48 \text{ KN /ml}$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{4,10}{4,15} = 0.988 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les}$$

deux sens

On prend $\rho = 1$



b) Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

À l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368. \quad (\text{Annexe 01}) \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0368 \times 164.48 \times (4.1)^2 = 101,748 \text{ KN m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 101.748 = 101,748 \text{ KN m}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi

✓ **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85M_x = 86.48 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85M_y = 86.48 \text{ KNm}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.5M_x = -50.874 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -50.874 \text{ KNm}$$

La section à ferrailer est $1 \times 0.30 \text{ m}^2$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opt}(cm^2/m)$	Choix par (m)	$S_t(cm)$
Sens X-X	travée	86.48	7.37	3.2	9,24	6HA14	16
	appui	50.874	4.26	3.2	6.78	6HA12	16
Sens Y-Y	travée	86.48	7.37	3.2	9,24	6HA14	16
	appui	50.874	4.26	3.2	6.78	6HA12	16

Tableau VI.1 : ferrailage du radier

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2.$$

$$A_y = \rho_0 \times b \times h.$$

Pour des HAFeE400 $\rho_0 = 0.0008$.

$$A_x = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3.2 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

Armatures // Lx: $S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures // Ly: $S_t = 16 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

c) Vérification à l'ELU

- **Vérification au cisaillement**

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

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 185.77 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = V_{uy} = 176.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,18577}{1 \times 0,35} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

d) Vérifications à l'ELS

$$\nu = 0.2$$

$$\mu_x = 0,0441$$

$$\mu_y = 1,000$$

$$N_s = 33740.144 \text{ KN}$$

N_s : est l'effort normal de service + poids de radier

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{36625.136}{265.718} = 137.83 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0441 \times 137.83 \times (4.1)^2 = 102.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 102.17 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{ix} = 0.85 M_x = 86.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_{iy} = 0.85 M_y = 85.040 \text{ KN.m.}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = -51.08 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow y = 8.56 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 117799 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

• **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes dans le le béton et l'acier sont résumés dans le tableau ci-dessous

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	86.84	8.56	117799	6.31	292.36
	yy	86.84	8.56	117799	6.31	292.36
Appui		51.08	7.48	90972.83	4.2	231.78

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _i (cm)
Travée	xx	10HA14	15.4	10.61	177228.45	5.2	179.26	10
	yy	10HA14	15.4	10.61	177228.45	5.2	179.26	10
Appui		10HA12	11.3	9.33	138764.04	3.43	141.73	16

Tableau VI.3 : Section d'armatures adoptées pour le ferrailage du radier

e) Schéma de ferrailage de radier

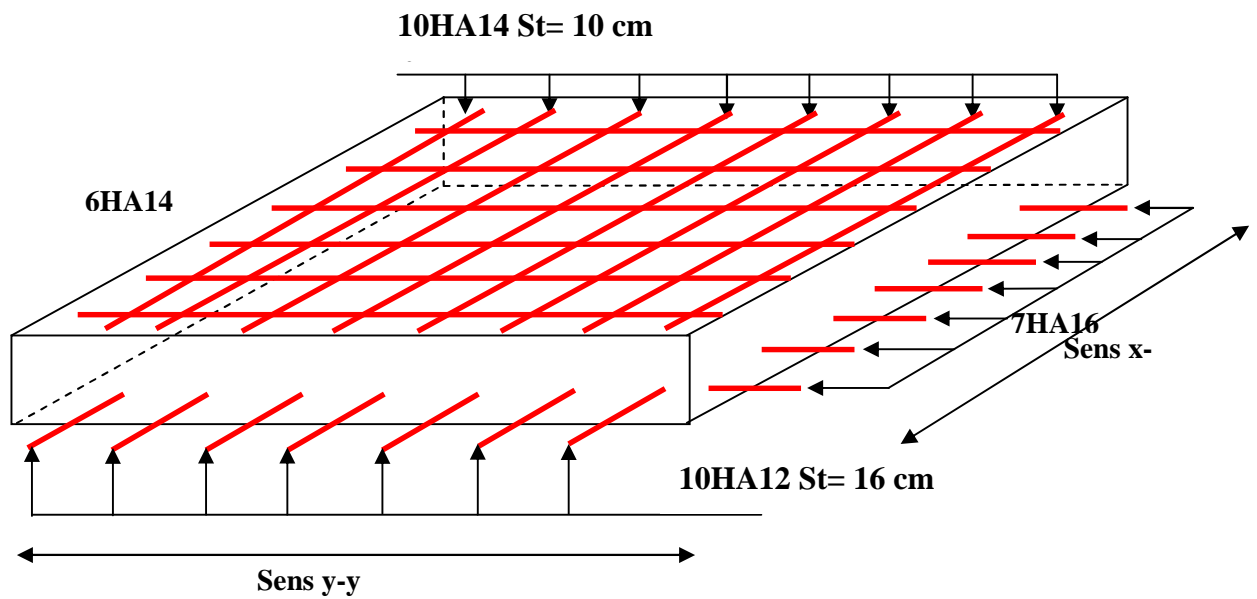


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier.

VI .5.2. Ferrailage du débord

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

$$q_u = 164.48 \text{ KN}$$

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 164.48 \times \frac{0.5^2}{2} = 20.56 \text{ KN.m}$$

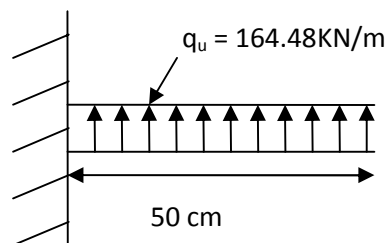


Figure VI.5: Schéma statique du débord.

Le ferrailage du débord est donné par le tableau suivant

M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2/m)$	A_{min}	$A^{adoptée}$	choix par (m)	S_t (cm)	A_r (cm^2/m)	$A_r^{adoptée}$
20.56	1.708	3.2	3.39	3HA12	16	1.13	3HA10

Tableau VI.4 : Sections d'armatures du débord.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b = 1\text{m}, d = 0.35\text{m}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = q_u \times L = 164.48 \times 0.5 = 82.24\text{KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{82.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.23\text{MPa} < \bar{\tau} = 1.16\text{MPa}$$

Schéma de ferrailage du débord:

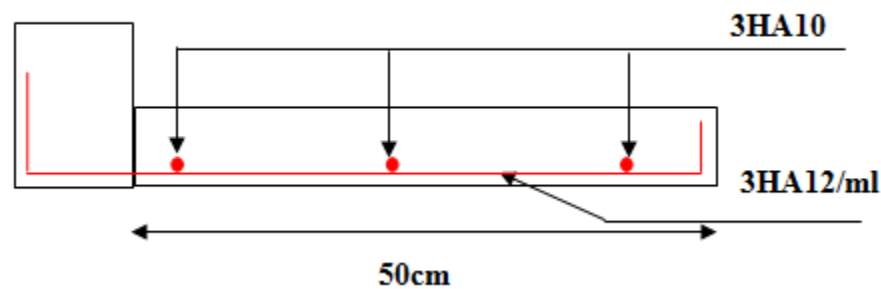


Fig. VI.6: Schéma de ferrailage du débord.

VI .5.3. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Figures : VI.7 et VI.8), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle
- ✓ P_v charges uniformes qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Dans le tableau qui suit en les formule de calcule des charges équivalentes

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Tableau VI.5 : formules de calcul des charges équivalentes

Avec :

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 164.48 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 137.83 \text{ KN/m}$$

a) 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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

✓ Sens longitudinal (X-X)

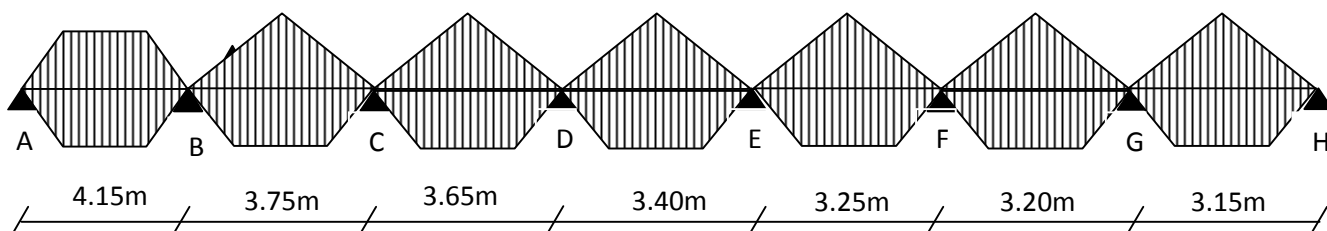


Fig. VI.7 : lignes de rupture sens X-X

Les résultants de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant

Travée	$L_x(m)$	$L'_x(m)$	P(KN/m)	$M_a(KN.m)$		X(m)	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
AB	4.15	4.15	404.62	130.66	685.49	2.88	816.49
BC	3.75	3	471.9	685.49	479.81	1.54	880.91
CD	3.65	2.92	458.01	479.81	414.31	1.71	721.94
DE	3.40	2.72	420.35	414.31	341.74	1.57	617.08
EF	3.25	2.6	397.98	341.74	308.38	1.56	542.53
FG	3.20	2.56	389.26	308.38	380.47	1.73	556.49
GH	3.15	3.15	381.87	380.47	71.04	0.97	459.08

Tableau VI.6 : Sollicitations dans la nervure de radier dans le sens longitudinale (X-X)

✓ Sens transversale (Y-Y)

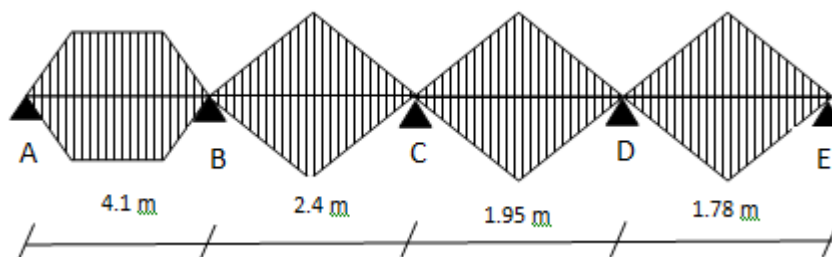


Fig. VI.8 : lignes de rupture sens Y-Y

Les résultants de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant

Travée	$L_x(m)$	$L'_x(m)$	P(KN/m)	$M_a(KN.m)$		X(m)	$M_t(KN.m)$
				M_g	M_d		
AB	4.1	4.1	468.88	139.09	649.73	2.8	787.17
BC	2.4	1.92	131.58	649.73	45.20	0.33	622.77
CD	1.95	1.56	106.91	45.20	33.68	0.93	117.71
DE	1.78	1.78	97.59	33.68	5.45	0.79	85.46

Tableau VI.7 : Sollicitations dans la nervure de radier dans le sens transversal (Y-Y)

b) Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

Dans le sens X-X

$$h=0.75 \text{ m}$$

$$b_0=0.55\text{m}$$

$$d=0.70\text{m}$$

$$h_0=0.40\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4,1}{10}; \frac{4,15}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.41; 2.075)$$

$$\text{soit : } b_1 = 40\text{cm}$$

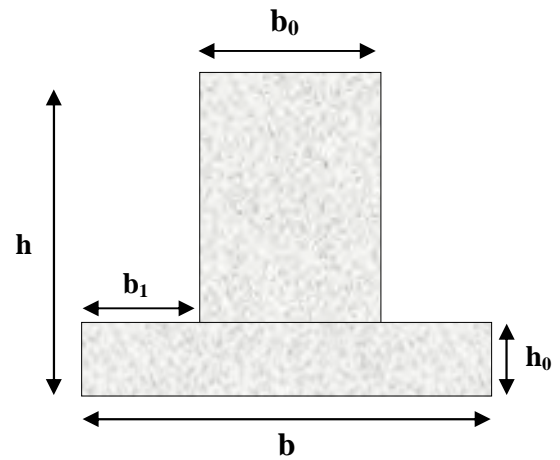


Figure VI.9 : Section à ferrailer.

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.35\text{m}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Travée	880.91	38.06	11.41	8HA25=39.28	15
	appuis	685.49	29.26	11.41	10HA20=31.40	15
Y-Y	Travée	787.17	33.81	11.41	8HA25=39.28	15
	Appuis	649.73	27.68	11.41	10HA20=31.40	15

Tableau VI.8: ferrailage des nervures du radier.

c) Vérifications

• **A l'ELU**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	619.14	0.884	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	529.58	0.756	2.5	Vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant

- ✓ **Armatures transversales.....béton armé IUP GCI3 (article 3.2.1)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.14; 5.5; 2) = 20mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$

- ✓ **Espacement des aciers transversaux**

Soit $4HA10 = 3.16 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux)

$$1) st \leq \min(0.9d; 40) = \min(63; 40) = 40mm \Rightarrow st \leq 40cm$$

$$2) st \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b0} = \frac{3.16 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.55} \Rightarrow st \leq 57cm$$

$$3) st \leq \frac{0.8 \times At \times fe}{b0[\tau u - 0.3 \times ft28]} = \frac{0.8 \times 3.16 \times 10^{-4} \times 400}{0.55[0.884 - 0.3 \times 2.1]} \Rightarrow st \leq 72cm$$

$$4) st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_l \text{ min}\right) = \min(18.75; 12; 20) \Rightarrow st \leq 12cm$$

On prend $S_t = 10cm$ en zone nodale et $15cm$ en travée.

• **A l'ELS**

- ✓ **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ **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.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Sens		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	travée	738.18	20.73	1593622.73	9.6	15	342.33	201.63
	appui	574.42	18.88	1354223.57	8	15	325.25	201.63
Y-Y	travée	659.62	20.73	1593622.73	8.58	15	305.9	201.63
	appui	544.45	18.88	1354223.57	7.59	15	308.28	201.63

Tableau VI.10 : vérification des contraintes σ_{bc} et σ_s

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage des nervures.

Les sections de ferrailage adoptées sont résumées dans le tableau ci-dessous

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
X-X	travée	4HA32+8HA25+ 2 HA14	74.52	26.76	2441265.46	8.08	196.12
	appui	8HA25+4HA20+ 2 HA14	54.92	23.75	2007761.90	6.79	198.48
Y-Y	travée	4HA32+8HA25+ 2 HA14	74.52	26.76	2441265.46	7.23	175.24
	appui	8HA25+4HA20+ 2 HA14	54.92	23.75	2007761.90	6.44	188.12

Tableau VI.11 : section de ferrailage adopté pour les nervures

On a opté pour un même ferrailage pour les deux sens (X-X) et (Y-Y)

d) Schéma de ferrailage

Le ferrailage adopté pour les nervures selon les deux sens est récapitulé dans le tableau ci-dessous

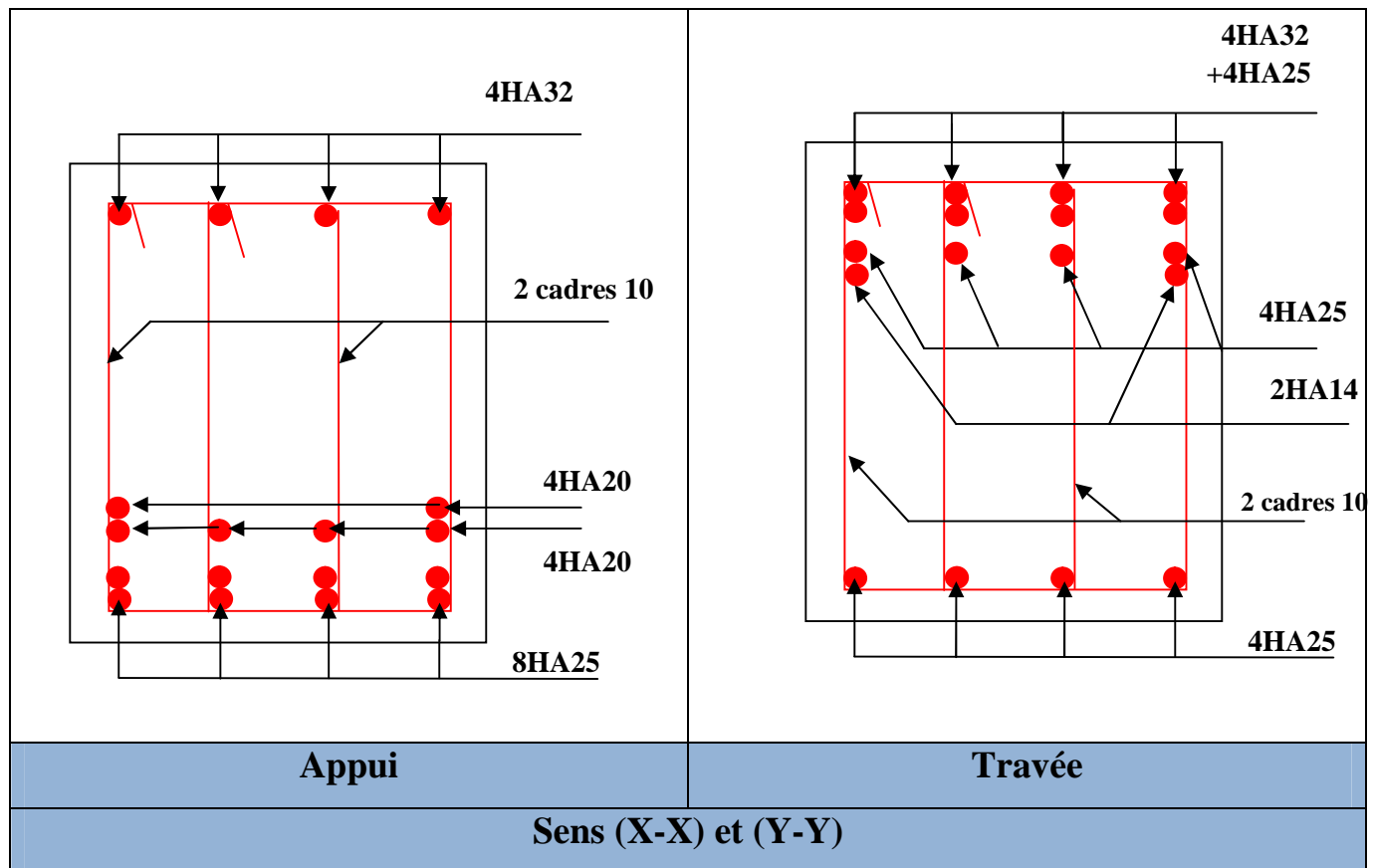


Tableau VI.12 : Dispositions constructives des armatures dans la nervure

VI.6. Etude d mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste a coté de la structure.

Caractéristiques géotechniques du sol

- ✓ L'angle de frottement interne $\varphi = 25^\circ$
- ✓ La cohésion $C = 0.15KN / m^2$
- ✓ Poids volumique des terres $\gamma_h = 19KN / m^3$
- ✓ La surcharge $q=65KN/m^2$

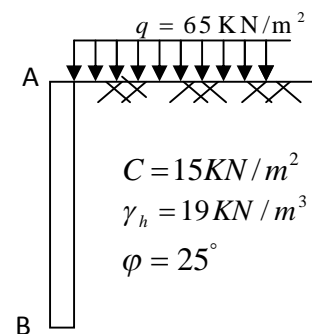


Figure VI.10 : Schéma du mur adossé

a) Combinaisons de calcul

Le calcul se fait à l'ELU selon la combinaison d'action fondamentale suivante :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5 Q \dots$$

Avec : G_{\max} : actions permanentes dont l'effort est défavorable.

G_{min} : action permanentes dont l'effort est favorable.

Q : la surcharge (due a la route).

b) Calcul des contraintes

• **Calcul de la poussée des terres sur le rideau**

A la base des rideaux : la pression $\sigma_h = A \times \varphi \times h$

A : est le coefficient de poussée donnée par le tableau de caquot-kérisel

$$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.40$$

φ : est l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres.

$$\sigma_h = 0.4 \times 19 \times 3.06 = 23.25 \text{KN/m}^2$$

• **calcul de la poussée des terres due a la surcharge q sur le sol**

$$\sigma_q = A \times q \times h = 0.4 \times 65 \times 3.06 = 79.5625 \text{KN/m}^2$$

✓ **A l'ELU**

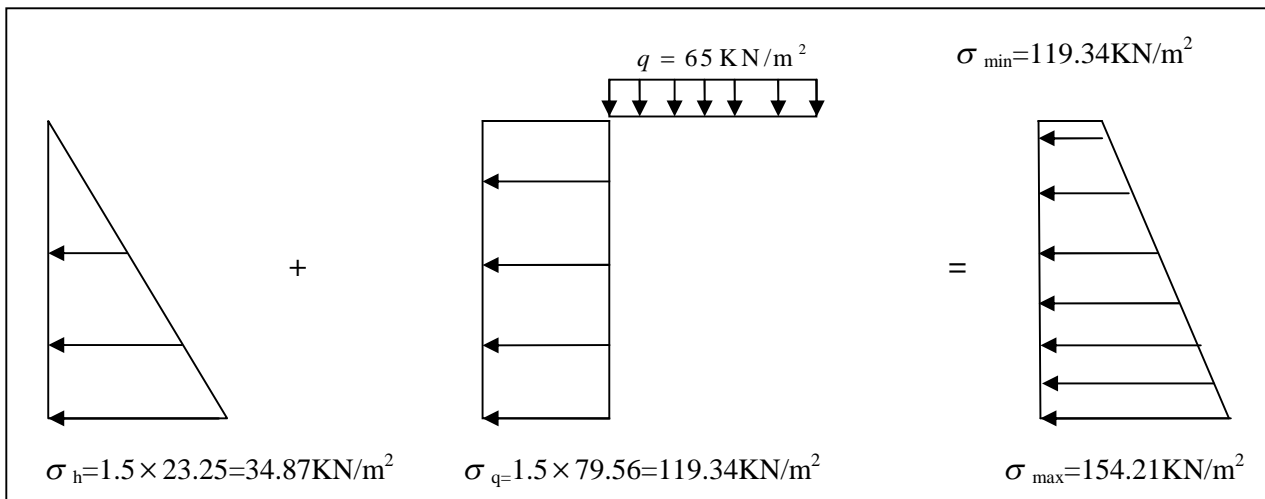


Figure VI.11 : répartition des contraintes sur le mur adossé.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 145.5 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = 145.5 \times 1 \text{ml} = 145.5 \text{KN/ml}$$

c) Ferrailage de mur adossé

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

- **Calcul des sollicitations**

Le mur est appuyé sur la structure (poteau-poutre) la transmission des charges se fait comme pour une dalle sur quatre appuis.

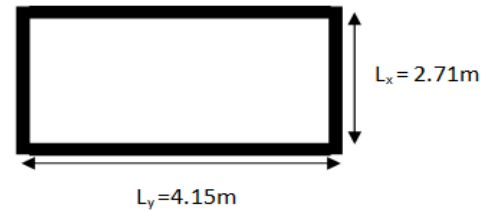
$$L_x = 2.71\text{m}$$

$$L_y = 4.15\text{m}$$

$$e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.65 > 0.4$$

$\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.



- **Ferraillage**

A l'ELU : ($v=0$)

$$(\text{Annexe 1}) \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0751 \times 145.5 \times 2.71^2 = 80.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.3613 \times 80.25 = 29 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Moments en travée**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 80.25 = 68.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 29 = 24.65 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Moments aux appuis**

$$M_a^x = -0.5 M_x = -0.5 \times 80.25 = -40.12 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 M_y = -0.5 \times 29 = -14.5 \text{ KN.m}$$

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0.2) \text{ m}^2$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens X-X	68.21	40.12	14.82	9.05	10HA14=15.4	7HA14=10.78
Sens Y-Y	24.65	14.5	5.11	2.71	5HA12=5.65	4HA12=4.52

Tableau VI.13 : ferrailage de mur adossé

• Vérification a l'ELU

✓ Vérification de condition de non fragilité :

$$\text{Pour } e > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

En travée : $A_x = 15.40 \text{ cm}^2 > A_x^{Min} = 0.0008 \left(\frac{3-0.65}{2} \right) 100 \times 20 = 1.88 \text{ cm}^2$

$$A_y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y^{Min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_x = 10.78 \text{ cm}^2 > A_x^{Min} = 0.0008 \left(\frac{3-0.65}{2} \right) 100 \times 20 = 1.88 \text{ cm}^2$

$$A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_y^{Min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc : la condition de non fragilité est vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa, (fissuration nuisible).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 166.81 \text{ K N}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 6.45 \text{ KN}$$

$$\tau_{u_x} = 0.98 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} : \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\tau_{u_y} = 0.27 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} : \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification a l'ELS**

- ✓ **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- ✓ **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.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = 201.63MPa$$

$$\sigma_{\min} = 79.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 102.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 97 \times 1 \text{ ml} = 97 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS: ($v=0.2$)

$$(\text{Annexe 1}) \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L^2 = 0.0805 \times 97 \times 2.71^2 = 57.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5235 \times 57.34 = 30.02 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 48.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 25.52 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis

$$M_a^x = -0.5 M_x = -28.67 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.5 M_y = -15.01 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul des contraintes**

$$\text{Calcul de } y: \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant Après redimensionnement de la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

localisation	sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
travée	xx	48.74	16.94	7.09	36834.70	9.38	196.69
	yy	25.52	9.04	5.57	23475.73	6.05	186.38
appui	/	28.67	10.17	5.83	25638.67	6.51	187.36

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes

d) Section d'armatures adoptées

Sens x-x : En travée : 11HA14/ml=16.94cm²

En appui : 9HA12/ml= 10.17cm²

Sens y-y : En travée : 8HA12/ml=9.04cm²

En appui : 9HA12/ml=10.17cm²

- Espacement des armatures**

Armature // L_x : S_t=10 cm ≤ min (3e ; 33cm)=33cm

Armature // L_y: S_t=12.5cm ≤ min (4e; 45cm) =45cm

e) Schéma de ferrailage du mur adossé

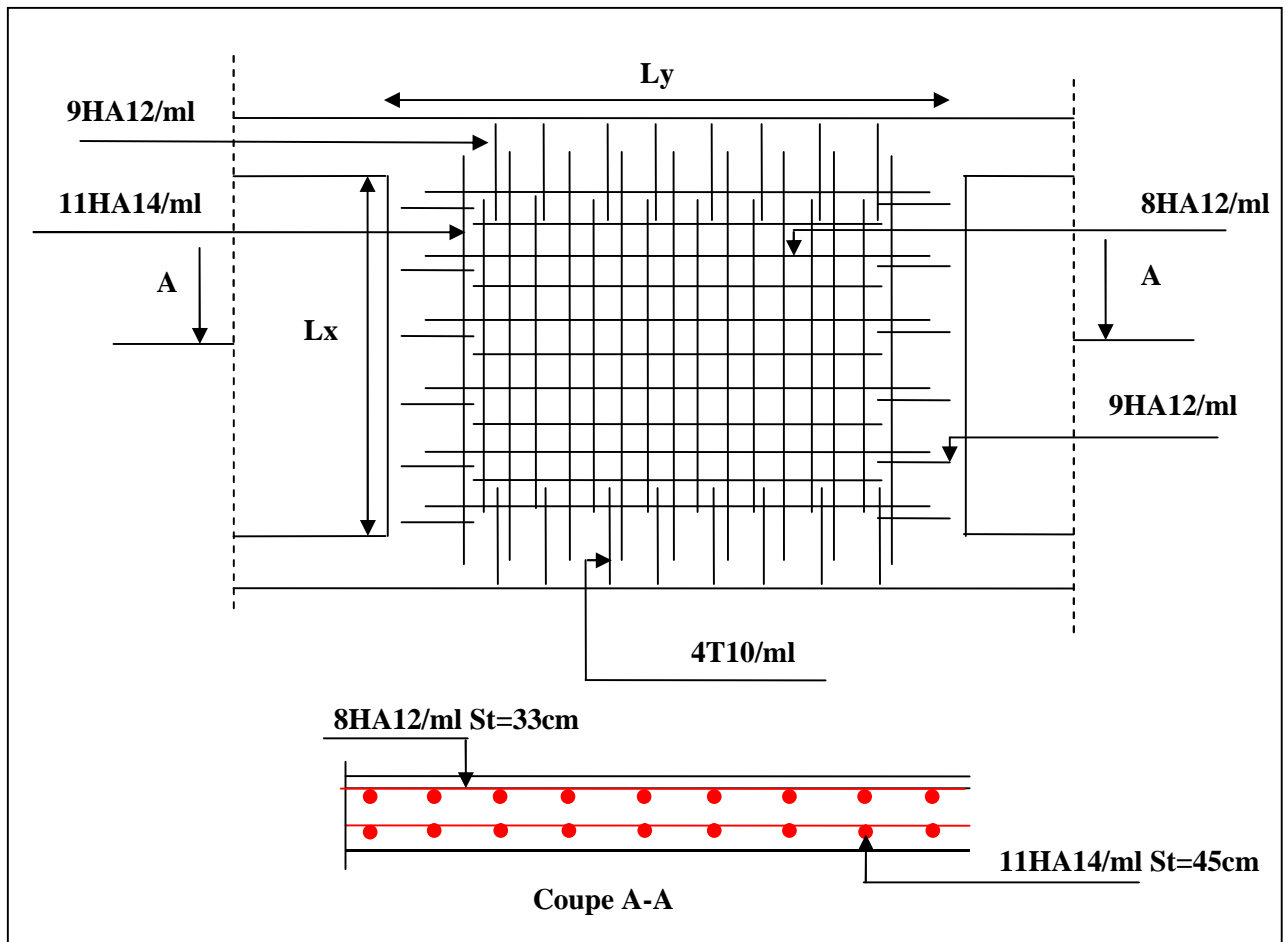


Figure VI.12 : schéma de ferrailage du mur à dossé

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires Soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enceins mémoires de fin d'étude.

ANNEXE I

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE II

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

ANNEXE III

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

Chapitre VI
Etude
des fondations

Introduction générale

Bibliographie

Conclusion générale

Annexes

Les plans

11. CONCLUSIONS :

Dans le cadre du projet de réalisation d'une promotion immobilière, des travaux de reconnaissance géotechniques et géologiques ont été effectués sur l'assiette d'assise du projet.

Le site est localisé sur une ancienne terrasse alluviale de la ville de Béniat, sur le flanc Ouest du boulevard de la Soummam, est considéré comme une zone inondable.

La géologie du sous sol du site est constituée essentiellement par des remblais hétérogènes, de sables limoneux à caillouteux et des argiles limoneuses légèrement vaseuses de couleur marron reposant sur des argiles marneuses moyennement compactes.

Compte-tenu de la nature et des caractéristiques physico-mécaniques des formations rencontrées, et que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier, qu'il y a lieu d'ancre à partir de 3.5 m de profondeur, et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.5 \text{ bars}$.

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, il y'a lieu

- De Surélever les constructions des ouvrages
- De drainer les eaux de surface et sous terrains afin d'éviter toute infiltrations

Au vu du manque de tenue des terrains superficiels (sables argilo-limoneux à caillouteux) ainsi que présence d'une nappe d'eau, Les terrassements en grande masse des fondations de l'ouvrage, vont laisser des parois qui peuvent être soumis aux phénomènes d'éboulements, d'où il y'a lieu d'effectuer des protections des parois des fondations nécessite une bonne protection de ces derniers.

Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des murs de soutènements sont

$$Q_{adm} = 1.5 \text{ bars.}$$

$$\gamma_h = 1.9 \text{ t/m}^3.$$

$$0.10 \leq C_{uu} \leq 0.21 \text{ bars.}$$

$$14^\circ \leq \varphi_{uu} \leq 30^\circ.$$

Les résultats des analyses chimiques effectuées traduisent une agressivité faible pour le béton durci de l'infrastructure.

Ingénieur charge de l'étude

S. TOUALI

Directeur de laboratoire

