

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux et structures*

Thème

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT (R+7) À USAGE D'HABITATION,
CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)**

Réalisé par :

*Mr: FENGAL Nacer
Mr: FERHANE Toufik*

Encadré par :

M^{me} : N.Ouari

Membre de jury :

*Mr: L. GUECHARI
Mr: A. LAICHAOUI*

Promotion 2014

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} N.Ouari pour ses conseils, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

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

Nacer & Toufik

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail
A mes très chers parents, mes très chers frères et
mes très chères sœurs qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A la mémoire de mon grand-père.
A ma très chère grand-mère,
Et à Ania, Sadjida, Youba et Ayoub
Et à mes neveux et nièces.

A mon binôme Toufik et sa famille, et aussi à tous
mes amis. Mourad, Lamine, Nadir.
A tous ceux qui me sont chères.

F.Nacer

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents, mon frère, Fateh
et mes très chères sœurs, qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mon grand-père.

A ma très chère grand-mère.

A mes neveux et nièces.

A mon binôme Nacer et sa famille, et aussi à
tous mes amis. Lamine, Mourad, Nadir

Et à tous ceux qui me sont chère.

F.Toufik

Liste des tableaux

	Page
<u>Chapitre II :</u>	
Tab II.1 : Dimension de l'escalier type1	18
Tab II.2 : Dimension des escaliers type 2 et 3	18
Tab II.3 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible	19
Tab II.4 : Evaluation des charges des planchers étages courants	19
Tab II.5 : Evaluation des charges des planchers dalles pleines	20
Tab II.6 : Evaluation des charges des murs extérieurs	20
Tab II.7 : Descente de charge au droit du Poteau (POT3)	25
<u>Chapitre III :</u>	
Tab III.1 : Les différents types de poutrelles	27
Tab III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	29
Tab III.3 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).	32
Tab III.4 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).	33
Tab III.5 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(05).	33
Tab III.6 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06). (Méthode RDM)	34
Tab III.7 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).	34
Tab III.8 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).	35
Tab III.9 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(05).	35
Tab III.10 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06). (Méthode RDM)	36
Tab III.11 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	37
Tab III.12 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).	39
Tab III.13 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).	39
Tab III.14 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).	40
Tab III.15 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).	40
Tab III.16 : Le ferrailage des différents types de poutrelles dans les différents planchers	49
Tab III.17 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement	50
Tab III.18 : Vérification des états limite de compression du béton.	50
Tab III.19 : Vérification des états limite de compression du béton.	51
Tab III.20 : Schéma de ferrailage des poutrelles des différents planchers.	51
Tab III.21 : Ferrailage du balcon sur trois appuis	54
Tab III.22 : Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis	54
Tab III.23 : Ferrailage du balcon sur deux appuis	56
Tab III.24 : Contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis	57
Tab III.25 : Les sollicitations sur l'escalier à l'ELU	61
Tab III.26 : Les sollicitations sur l'escalier à l'E.L.S.	61
Tab III.27 : Combinaison d'action.	82
Tab III.28 : Ferrailage de la poutre de chaînage	87
Tab III.29 : Vérification des contraintes	88
Tab III.30 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	90
Tab III.31 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.	90
Tab III.32 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines.	93
<u>Chapitre IV :</u>	
Tab IV.1 : Valeurs des pénalités Pq.	97
Tab IV.2 : Période et taux de participation.	102
Tab IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.	102
Tab IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.	103
Tab IV.5 : Vérification de la résultante des forces	103
Tab IV.6 : Vérification des déplacements selon xx.	104
Tab IV.7 : Vérification des déplacements selon yy.	104
Tab IV.8 : Vérification à l'effet P-Δ.	105
Tab IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.	106
<u>Chapitre V :</u>	
Tab V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.	108
Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	109
Tab V.3 : Armatures longitudinales des poteaux.	112
Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux.	113

Tab V.5 : Vérification au flambement des poteaux.	114
Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.	115
Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.	115
Tab V.8 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.	118
Tab V.9 : Les sollicitations les plus défavorables.	118
Tab V.10 : Calcul de ferrailage.	118
Tab V.11 : Armatures longitudinales des poutres.	120
Tab V.12 : Vérification de l'effort tranchant.	120
Tab V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	121
Tab V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.	121
Tab V.15 : Moment résistant dans les poteaux.	123
Tab V.16 : Moment résistant dans les poutres.	123
Tab V.17 : Vérification de la zone nodale.	123
Tab V.18 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}=2.57m$.	128
Tab V.19 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}=3.2m$.	128
Tab V.20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3}=2.8m$.	128
Tab V.21 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x4}=2.8m$.	128
Tab V.22 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1}=2.57m$.	129
Tab V.23 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2}=3.2m$.	129
Tab V.24 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3}=2.8m$.	129
Tab V.25 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4}=2.8m$.	129
Tab V.26 : Ferrailage du voile $V_{x1}=2.57m$ à tous les niveaux.	131
Tab V.27 : Ferrailage du voile $V_{x2}=3.2m$ à tous les niveaux.	132
Tab V.28 : Ferrailage du voile $V_{x3}=2.8 m$ à tous les niveaux	133
Tab V.29 : Ferrailage du voile $V_{x4}=2.80m$ à tous les niveaux.	134
Tab V.30 : Ferrailage des voiles de l'ascenseur.	134
Chapitre VI :	
Tab VI.1. Résumé des résultats de ferrailage de la dalle du radier.	142
Tab VI.2 : Vérification des contraintes de la dalle du radier.	143
Tab VI.3 : Résumé des résultats de ferrailage à ELS de la dalle du radier.	143
Tab VI.4 : Vérification des contraintes de la dalle après redimensionnement de la section d'acier.	143
Tab VI.5 : sollicitation de la nervure du radier type I A l'ELU	145
Tab VI.6 : sollicitation de la nervure du radier type I A l'ELS	146
Tab VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier type II.dans le sens transversal à L'ELU	146
Tab VI.8 : Sollicitations de la nervure de radier type II.dans le sens transversal à L'ELS	146
Tab VI.9 : Sollicitations de la nervure de radier type III à L'ELU	147
Tab VI.10 : Sollicitations de la nervure de radier type III à L'ELS	147
Tab VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.	147
Tab VI.12 : vérification des contraintes des nervures du radier.	148
Tab VI.13 : Résumé des résultats de ferrailage à ELS des nervures de radier.	148
Tab VI.14 : vérification des contraintes des nervures de radier.	149
Tab VI.15 : Section des armatures du voile périphérique.	151
Tab VI.16 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.	152

Liste des figures

	Page
Chapitre I :	
Fig. I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge.	5
Fig. I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	6
Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	8
Chapitre II	
Fig. II.1 : coupe verticale d'un voile	10
Fig. II.2 : Dalle sur trois appuis.	12
Fig. II.3 : dalle sur deux appuis.	13
Fig. II.4 : dalle sur un seul appui.	13
Fig. II.5 : Schema d'une poutrelle.	13
Fig. II.6 : l'acrotère.	14
Fig. II.7 : Les différents types d'escalier.	15
Fig. II.8 : La disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement des différentes dalles pleines et la position des poteaux choisis pour la descente de charge.	20
Fig. II.9 : Surface afférente pot 1.	20
Fig. II.10 : Surface afférente pot 2.	21
Fig. II.11 : Surface afférente pot 3.	21
Fig. II.12 : schéma de la descente de charges.	22
Chapitre III	
Fig. III.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	52
Fig. III.2 : Schéma d'une dalle sur trois appuis	53
Fig. III.3 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.	55
Fig. III.4 : Schéma d'une dalle sur deux appuis	55
Fig. III.5 : Schéma de ferrailage du balcon sur deux appuis.	57
Fig. III.6 : Schéma statique du balcon	58
Fig. III.7 : Section transversale du balcon.	59
Fig. III.8 : Sollicitation à l'E.L.U	61
Fig. III.9 : Schéma de ferrailage d'escalier type 1.	68
Fig. III.10 : Schéma statique de la volée.	68
Fig. III.11 : Schéma de ferrailage des volées.	69
Fig. III.12 : Schéma de ferrailage des paliers.	72
Fig. III.13 : La charge sur la poutre.	72
Fig. III.14 : Diagramme des moments réduits à l'E.L.U.	73
Fig. III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	77
Fig. III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	81
Fig. III.17 : Schéma de l'acrotère	81
Fig. III.18 : Schéma statique de l'acrotère	81
Fig. III.19 : Section à ferrailer.	83
Fig. III.20 : Schéma de ferrailage de l'acrotère:	86
Fig. III.21 : Schéma statique de la Poutre de chainage	86
Fig. III.22 : Schéma de ferrailage des poutres de chainages.	88
Fig. III.23 : Dalle de l'ascenseur	89
Fig. III.24 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.	91
Fig. III.25 : Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine	95
Chapitre IV	
Fig. IV.1: Spectre de réponse.	99
Fig. IV.2 : Dispositions des voiles.	100
Fig. IV.3 : 1 ^{ère} mode de déformation (Translation suivant x-x).	101
Fig. IV.4 : 2 ^{ème} mode de déformation (Translation suivant y-y).	102
Fig. IV.5 : 3 ^{ème} mode de déformation (Torsion autour de z-z).	103
Chapitre V	
Fig. V.1 : Zone nodale	108
Fig. V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.	116
Fig. V.3 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	117
Fig. V.4 : Les moments dans la zone nodale.	122

Fig. V.5 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres	124
Fig. V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales	124
Fig. V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	125
Fig. V.8 : Disposition des armatures dans les voiles.	126
Fig. V.9 : Schéma de répartition des voiles	127
Fig. V.10 : Schéma d'un voile pleine.	129
Fig. V.11 : Schéma de ferrailage du voile V_{x1} (RDC).	135
 Chapitre VI	
Fig.VI.1 : Semelle isolée	137
Fig.VI.2 : Semelle filante.	137
Fig.VI.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.	144
Fig.VI.4 : Schéma de transmission des charges	145
Fig.VI.5 : Sollicitations sur la nervure type I	145
Fig.VI.6 : Sollicitations sur la nervure type II	146
Fig.VI.7 : Sollicitations sur la nervure type III	146
Fig.VI.8 : Section à ferrailer	147
Fig.VI.9 : Ferrailage des nervures	149
Fig.VI.10 : Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	151
Fig.VI.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	153

Symboles Et Notations

A (ou A_s ou A_l)	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversale
B	Aire d'une section de béton
E_s	Module de Young de l'acier
E_{ij}	Module de Young instantané a l'age de j jours
E_{vj}	Module de Young diffère à l'age de j jours
F	Force ou action en général
I_1	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
N_u	Effort normal de calcul ultime
P	Action permanente
Q	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	Charge permanente unitaire
h	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
h_1	Hauteur du hourdis d'une poutre
j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	Longueur de flambement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton.

q	Charge permanente unitaire.
S_t	Espacement des armatures transversales.
y_1	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	Bras de levier du couple de flexion.
α_u	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bcmax}	Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	Déformations des armatures comprimées.
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : *Généralité*

1. Présentation de l'ouvrage.....	01
2. Règlements et normes utilisées	02
3. Les états limites.	02
4. Les actions	03
5. Les matériaux	04
5.1. Le béton	04
5.2. L'acier	07
6. Hypothèses de calculs	08

Chapitre II : *Pré dimensionnement des éléments*

INTRODUCTION	09
1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
1.1. Les poutres	09
1.2. Les poteaux	10
1.3. Les voiles	10
2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
2.1. Les planchers	11
2.1. a. Planchers corps creux	11
2.1.b. Les dalles pleines	12
2.2. Les poutrelles	13
2.3. L'acrotère	13
2.4. Les escaliers	14
3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	17
4. La descente de charge.....	18
5. Les vérifications.....	24
6. Conclusion	26

Chapitre III : *Etude des éléments secondaires*

1. Calculs des planchers	27
1.1. Introduction	27
1.2. Etude des poutrelles	27
1.3. Ferrailage de la dalle de compression	52
1.4. Etude des dalles pleines	53
2. Etude des escaliers	59

3. Calcul de l'acrotère	80
4. Etude de la poutre de chaînage.....	85
5. Etude de l'ascenseur.....	88
Chapitre IV : Etude dynamique	
Introduction.....	95
1. Méthode de calcul.....	95
1.1 Méthode statique équivalente	95
1.2 Méthodes dynamiques	98
2. Description du logiciel SAP2000.....	99
3. La disposition des voiles	99
4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 ...	100
4.1 Période de vibration est taux de participation des masses modales.....	101
4.2 Justification de l'interaction portiques- voiles.	101
4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques.	102
4.4 Vérification vis-à-vis des déplacements.....	103
4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	104
4.6 Vérification de l'effort normal réduit	105
Conclusion	106
Chapitre V : Calcul des éléments principaux	
Introduction	107
1. Etude des poteaux.....	107
2. Etude des poutres.....	116
3. Etude des voiles	126
Chapitre VI : Etude des fondations	
Introduction	136
1. Choix de type de fondation	136
2. Etude des fondations.....	136
2.1 vérification de la semelle isolée.....	136
2.2 vérification de la semelle filante	137
2.3 Vérification du radier générale	138
3. Voile périphérique	150
CONCLUSION GENERALE	
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	
PLANS	

Introduction

INTRODUCTION GENERAL

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inévitable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquences de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^{ème} siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

A cet effet l'ingénieur en génie civil associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution des problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et les contraintes architecturales ainsi que l'usage de la construction.

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment en R+7 à usage habitation, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), l'étude a été structurée en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul en chapitre I, on a prédimensionné les éléments de bâtiment en chapitre II, en chapitre III, on a calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. l'étude dynamique dans le IV^{ème} chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse est calculée en utilisant le logiciel SAP2000 version 14. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux est exposé dans le chapitre V et en fin le calcul de l'infrastructure est l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Chapitre I :
Description de
Description de
l'ouvrage

1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+7, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia, qui est classée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa**.

1.1) description architecturale : les dimensions du bâtiment sont :

- la longueur totale : $L = 23.32\text{m}$.
- la largeur totale : $I = 23.32\text{m}$.
- la hauteur totale : $H = 25.50\text{m}$.
- la hauteur de RDC = 4.08m .
- la hauteur d'étage courant = 3.06m .

Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone II_a qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

1.2) description structurales :

- **Les planchers** : seront constitué de corps creux, une dalle de compression en béton armé et d'un treillis soudé.
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base à la terrasse inaccessible.
- **Les escaliers** : les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.
- **Les façades et les cloisons** :
 - les murs extérieurs et les murs de séparation des appartements seront réalisés en double parois de briques creuses séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- **Les voiles** : Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.
- **L'ascenseur** : L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

1.3) Rapport de sol :

Le terrain réservé pour la réalisation de 790 logements LPL à Akbou est essentiellement constitué de sables limoneux avec graviers, galets et de cailloux arrondis alluvionnaires, le tout cimenté par une matrice argileuse.

D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble). La contrainte admissible du sol est de 1.5 Bar.

Les fondations devraient être ancrées de 2.5m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel.

2. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2.
- ✓ BAEL91/version 99.
- ✓ DTR BC2.33.2.

3. Les états limites :

3.1) Définition :

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle; on distingue :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service (ELS):

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

4. Les actions :

4.1 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 (F_A) :**

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.

4.2. 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 :

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i \quad \text{avec} \begin{cases} \Psi_{0i} = 0.77 \text{ pour les bâtiments à usage courant} \\ \Psi_{0i} : \text{Coefficient de pondération} \end{cases}$$

- **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.

$\Psi_{1i} Q_i$: 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 :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

$$\Psi_{oi} = 0.6 \text{ pour l'effet de la température.}$$

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 :

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations- accidentelles} \quad \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

5. Les matériaux (acier et béton) :

5.1. Béton :

Le béton est défini comme étant un mélange du ciment, du sable, du granulat, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel). le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

5.1.1. Résistance du béton :

a) Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm×32cm cylindrique.

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 $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

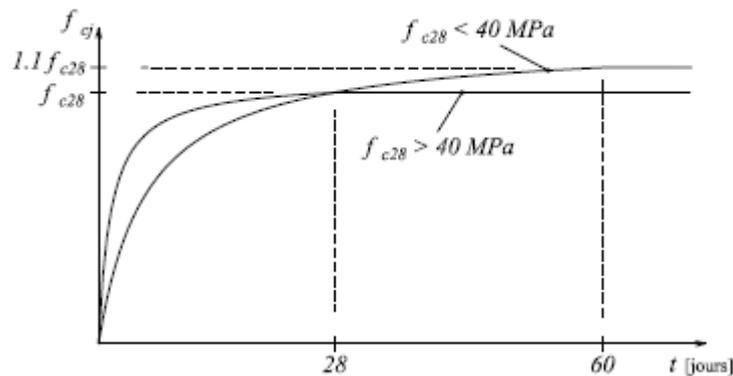


Fig. I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg 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_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour : $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ 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 :

$\tau_{Adm} = 3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2.5\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

5.1.2. Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantané de la

durée inférieur à 24heurs, le module instantané est pris égale.

$$E_{ij}=11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij}=3 \times E_{vj}$$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{ij}=1100(f_{cj})^{1/3}$$

5.1.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

5.1.4. Module d'élasticité transversale :

Il est donné par : $G = \frac{E}{2\nu + 1}$

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

5.1.5. Modèle de calcul à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333\text{MPa}$).

5.1.6. Modèle de calcul à l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure I-2 :

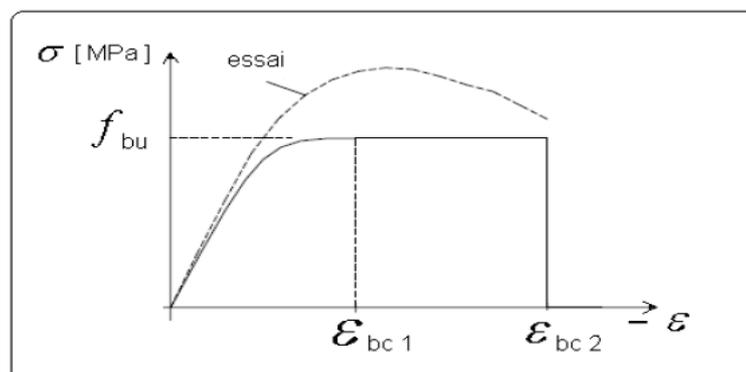


Fig. I.2 – Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

Sur cette figure :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$\text{Où : } f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles,
- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges : $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h, $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\theta = 0.85$ sinon.

5.2. L'acier :

Résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE400 fe = 400 MPa
- Acier naturel rond lisse (RL) FeE235 fe = 235 MPa

5.2.1 contraintes limites :

ELU :

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

$$\overline{\sigma_s} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ en SDT}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ en SA}$$

$$\overline{\sigma_s} = 347.83 \text{ MP}$$

$$\overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

ELS :

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \overline{f_{tj}}} \right)$$

η : coefficient de fissuration

$$\text{Avec } \eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{pour les aciers HA} \end{cases}$$

5.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$

Pour l'acier naturel :

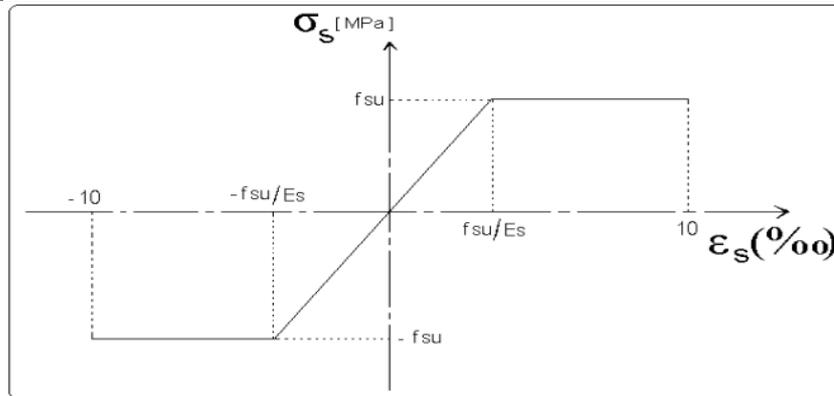


Fig.I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

6. Hypothèses de calcul :

a) ELS :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

b) ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :
 $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

Chapitre II :

Pré

Chapitre II :
dimensionnement
dimensionnement
des éléments

INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.1.1. Les Poutres :

a. poutres principales : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{max} = 5.05m$)

D'ou:

$$L_{max} = 505cm. \Rightarrow 33.66cm \leq h \leq 50.5cm$$

$$\text{On prend : } h = 45cm$$

$$\text{On à : } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

$$\text{On prend : } b = 30cm$$

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

- $b \geq 20cm$ condition vérifiée.
- $h \geq 30cm$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

b. les poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L_{max}: \text{Portée maximale entre nu d'appuis } (L_{max} = 480 \text{ cm})$$

$$L_{max} = 480 \text{ cm.} \Rightarrow 32cm \leq h \leq 48cm.$$

$$\text{On prend : } h = 40cm \text{ et } b = 30cm.$$

On doit vérifier les dimensions adoptés vis-à-vis les exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $b \geq 20cm$ condition vérifiée.
- $h \geq 30cm$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

$$\text{Poutres secondaires : } b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

II.1.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du *RPA99 V.2003 (art 7.4.1)*

- $\min (h, b) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (h, b) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$.

Les sections des poteaux prises sont :

- ✓ R.D.C, 1^{er} étage : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ 4^{ème}, 5^{ème} étage : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 6^{ème}, 7^{ème} étage : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées pour tous les poteaux.

II.1.3. Les voile :

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) suivantes :

- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples
- $a \geq 15 \text{ cm}$
- $L \geq 4a$

h_e : hauteur libre d'étage.

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

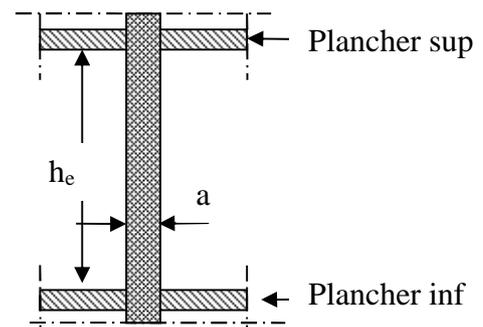


Fig. II.1 : coupe verticale d'un voile

Dans notre cas :

RDC : $h_e = 408 - 24 = 384 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{384}{20} \Rightarrow a \geq 19.2 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad a = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 \times 20 \Rightarrow \text{on prend} \quad L \geq 80 \text{ cm}$$

Autre niveau : $h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{282}{20} \Rightarrow a \geq 14.1 \text{ cm}$$

D'après le (RPA99), on ne peut pas prendre $a = 15 \text{ cm}$ pour le 1^{er} étage car on aura un changement brusque de rigidité par rapport au RDC donc on adoptera les dimensions suivantes : RDC ,1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} ,4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étages : $a = 20 \text{ cm}$.

Voile de la cage d'ascenseur : Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1.Les Planchers :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Pour ce qui est des consoles, nous avons opté pour des dalles pleines vues leurs formes géométriques (arrondies).

a) Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée, sur la figure (II.8) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines et la position des poteaux choisis pour la descente de charge.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de

flèche donnée par le CBA93. $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

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

h_t : hauteur total du plancher

L_{\max} étant égale à $(510-b) \text{ cm}$, b étant la largeur de la poutre principale ($b=30\text{cm}$)

Donc : $L_{\max} = 480 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4)=24\text{cm}$.

Avec : **h = 20cm** : hauteur du corps creux.

h₀ = 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

b) Les dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

- **Critère de résistance**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour dalle sur un appui} \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour dalle sur deux appuis} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour dalle sur 3 ou 4 appuis} \end{array} \right.$$

avec : L_x : la plus petite portée

- **Critère de coupe-feu**

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

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

- **Isolation acoustique**

Selon les règles techniques « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :

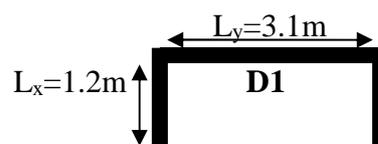
Dalle sur trois appuis

$L_x = 120\text{cm}$; $L_y = 310\text{cm}$

$$\frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$2.4 \leq e \leq 3\text{cm}$$

Soit : $e > 7\text{cm}$ (pour 1 heures de coupe-feu car c'est un balcon)



$L_x = 185\text{cm}$; $L_y = 2.15\text{m}$

$$\frac{185}{50} \leq e \leq \frac{185}{40}$$

$$3.7 \leq e \leq 4.625\text{cm}$$

Soit : $e = 12\text{cm}$ (pour 2 heures de coupe-feu).

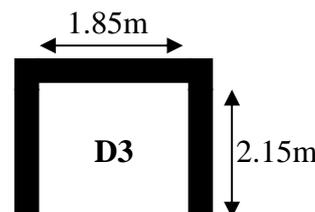


Fig.II.2 : Dalle sur trois appuis

Dalle sur deux appuis

$L_x = 120\text{cm}$; $L_y = 242\text{cm}$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30}$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{242}{30} \rightarrow 3.42 \leq e \leq 8.07 \text{ cm}$$

Soit : $e > 7\text{cm}$ (1 heures de coup feu car c'est un balcon).

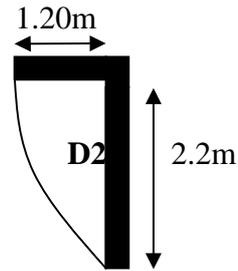


Fig. II.3 : dalle sur deux appuis

Dalle sur un seul appui

$L_x = 110 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e = 5.5\text{cm}$$

Soit : $e > 7\text{cm}$ (pour 1 heures de coup feu)

On prend : **$e = 15\text{cm}$** (critère d'isolation phonique) pour tous les dalles.

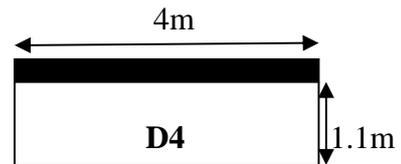


Fig. II.4 : dalle sur un seul appui

II.2.2. Les Poutrelles :

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

b : La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right).$$

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

L_y : la longueur minimale entre nus d'appuis d'un élément

$L_y = 240 - 30 = 210 \text{ cm}$.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 16 \text{ cm})$$

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

$$\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) = \min(27.5; 21) = 21\text{cm}$$

$$b = 2 \times 21 + b_0$$

$$b = 2 \times 21 + 10 = 52 \text{ cm}.$$

Soit : $b = 52 \text{ cm}$

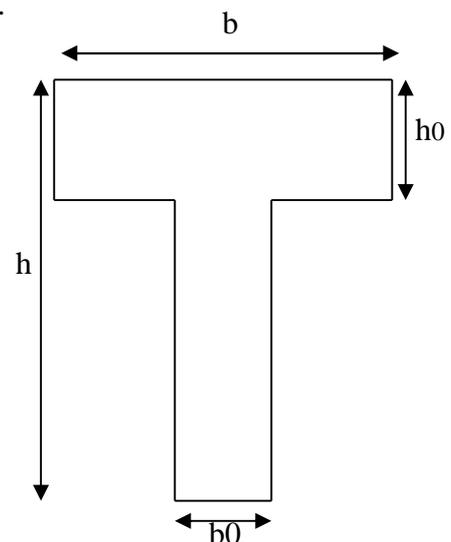


Fig. II.5 : Schema d'une poutrelle

II.2.3. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme

une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

- **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

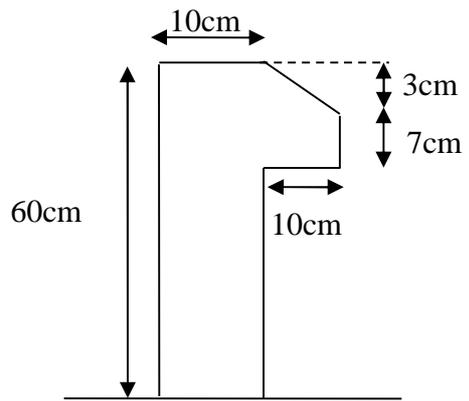


Fig. II. 6 : l'acrotère

- **Enduit de ciment (G_{int} , G_{ext}) :**

$$G_{int} = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_{int} = 20 \times 0.6 \times 0.015 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ext} = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_{ext} = 20 \times 0.6 \times 0.02 = 0.24 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tot} = G + G_{int} + G_{ext} = 1.71 + 0.18 + 0.24 = 2.13 \text{ KN/ml.}$$

La Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/m

II.2.4. Les escaliers

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \dots \dots \dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure (64) correspond à des locaux publics.

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

H : la hauteur de la volée

L₀ : la longueur projetée de la volée

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \\ L_0 = (n - 1) \times g \Rightarrow g = \frac{L_0}{(n - 1)} \end{cases}$$

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

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2 H = 0$ (cm).

Pour ce qui est de notre cas on a trois types d'escalier :

- Type1 escalier à une seule volée.
- Type 2 et 3 sont des escaliers droit à deux volées.

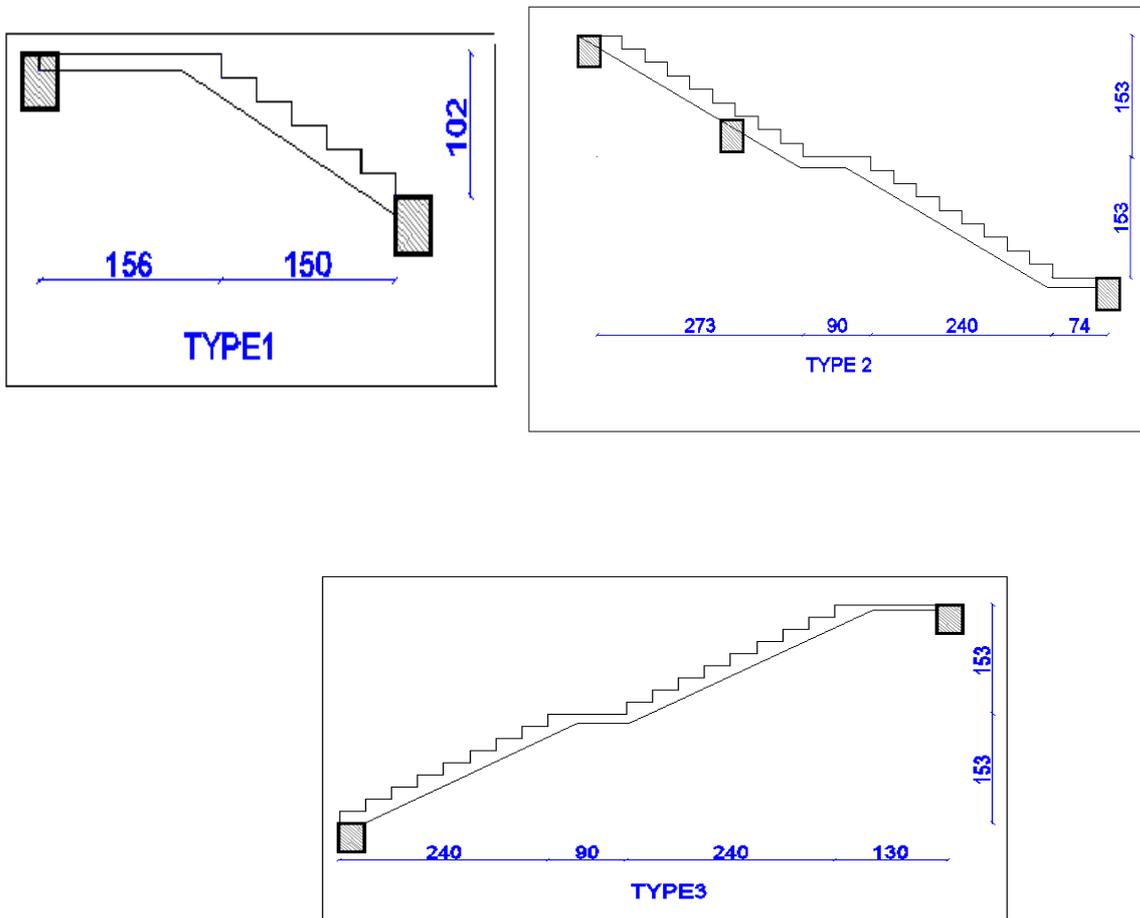
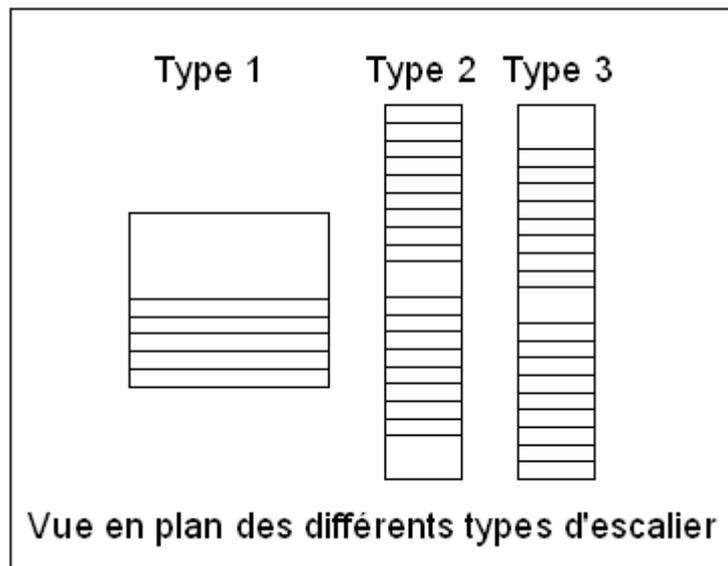


Fig. II.7. Les différents types d'escalier



Type 1:

H: hauteur de la volée, H=1.02m

L₀: longueur projeté de la volée, L₀=1.50m

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (cm).}$$

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

$$\Rightarrow n = 6$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_0}{(n-1)} = \frac{150}{(6-1)} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la paille**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{Avec } L = L_v + L_p$$

Avec: L_p: longueur du palier, L_p= 156cm

L_v: longueur de la volée

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (150^2 + 102^2)^{1/2} = 181.4 \text{ cm.}$$

$$L = 181.4 + 156 = 337.4 \text{ cm.}$$

$$11.25 \leq e \leq 16.86 \text{ cm}$$

Pour 2 heure de Coup feu $e > 11 \text{ cm}$

$$\text{On prend: } e \approx \frac{11.25 + 16.86}{2} \approx 14.05 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(102 / 150) \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

les dimensions de l'escalier type1 sont reportées dans le Tableau suivant:

L ₀ (cm)	H(cm)	n	h(cm)	g(cm)	α (°)	L(cm)	e(cm)
150	102	6	17	30	34.21	337.4	14

Tab II.1 : dimension de l'escalier type1

Les dimensions des autres types sont illustrées dans le tableau suivant :

type	Volée	L ₀ (cm)	L _v (cm)	L _p (cm)	H(cm)	n	h(cm)	g(cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
2	1	240	284.6	90	153	9	17	30	374.6	32.52	14
	2	273	312.95	-	153	9	17	30	312.95	29.27	14
3	1	240	284	90	153	9	17	30	374.6	32.52	14
	2	204	284.6	130	153	9	17	30	414.6	32.52	14

Tab II.2 : dimension des escaliers type 2 et 3

II. 3. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Désignation des éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Forme de pente	1%	22	2.20
Isolation thermique	1.5	18	0.27
Plancher corps creux (20+4)	24	13.33	3.2
Enduit en mortiers	1.5	18	0.27
Total			$\sum = 6.86$

Tab II.3 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

$G_{ti}=6.86 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

➤ **Plancher étage courant**

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	10	10	1
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	18	0.36
Lit de Sable	2	18	0.36
Plancher corps creux (20+4)	24	13.33	3.2
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Totale			$\sum = 5.52$

Tab II.4 : évaluation des charges des planchers étages courants

$G_{pc}=5.52 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à l'étage courant.

$Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à l'étage courant (DTR BC2-2).

➤ **Plancher Dalle pleine**

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	18	0.36
Lit de Sable	2	18	0.36
Dalle pleine (15 cm)	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Totale			$\Sigma = 5.07$

Tab II.5 : évaluation des charges des planchers dalles pleines

G=5.07 KN/m²: la charge permanente revenant à la dalle.

Q=3.5 KN/m²: la surcharge revenant à la dalle du balcon (DTR BC2-2).

➤ **Murs extérieurs :** Ce sont des murs en double cloisons séparés par une lame d'air.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
Briques creuses	15	9	1.35
Lame d'air	5	0,00	0.00
Briques creuses	10	9	0.90
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Totale			$\Sigma = 2.67$

Tab II.6 : évaluation des charges des murs extérieurs.

G=2.67 KN/m² ; étant la charge permanente du mur extérieure.

II.4. La descente de charge :

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- **La loi de dégression** [DTR B.C.22].

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) :	$0.9Q$
Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :	$0.8Q$

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

La descente de charge va se faire pour les poteaux (POT1, POT2, POT3) pour trouver la configuration la plus défavorable (voir Fig. II.1) en se référant à la surface afférente.

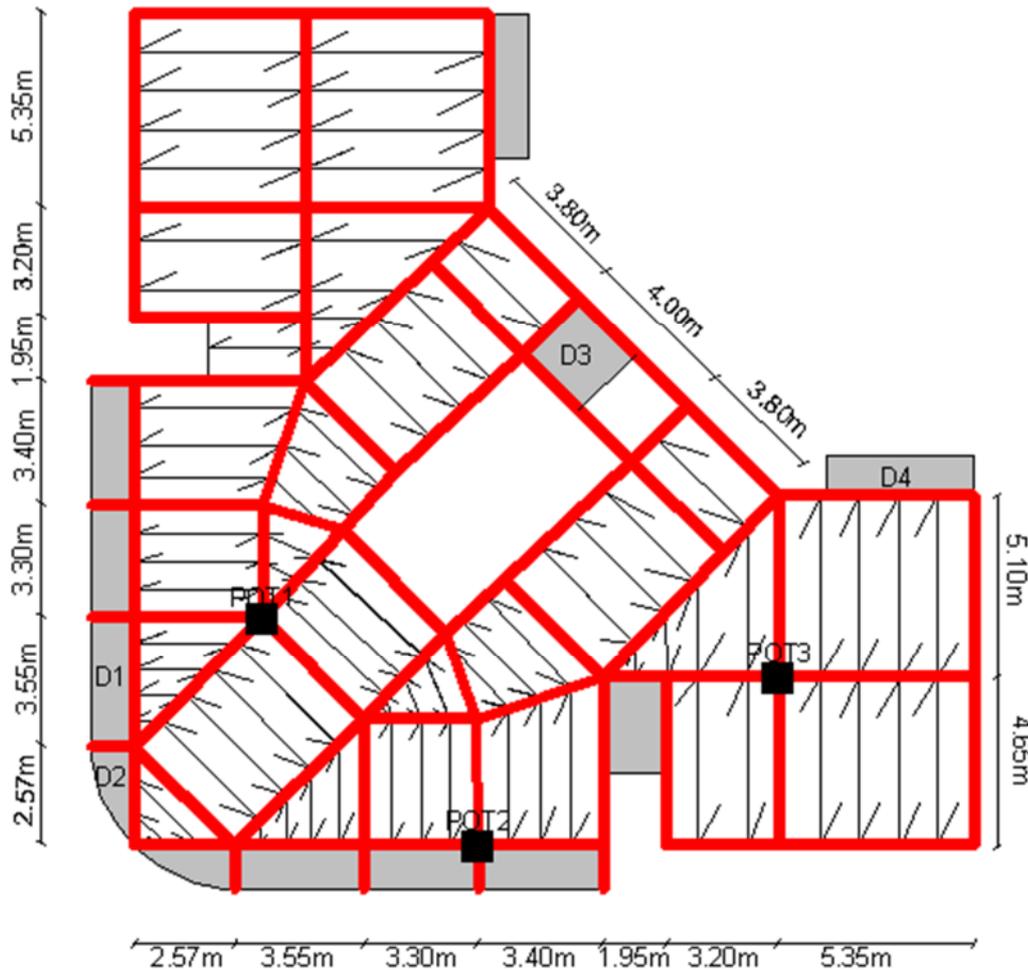


Fig. II.8 : La disposition des poutres adoptées ainsi que l'emplacement des différentes dalles pleines et la position des poteaux choisis pour la descente de charge.

- **Calcul des charges revenantes au POT 1**
 - ❖ **Plancher terrasse inaccessible**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5$$

$$= (1.95 \times 2.4) + (1.65 \times 1.95) + (1.5 \times 0.85 / 2) + (1.5 \times 1.85) + (1.85^2 / 2)$$

$$= 13.02 \text{ m}^2.$$

$$G_{ti} = 6.86 \times 13.02 = 89.32 \text{ KN.}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 13.02 = 13.02 \text{ KN.}$$

- ❖ **Plancher étage courant**

$$G_{pc} = 5.52 \times 13.02 = 71.87 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 13.02 = 19.53 \text{ KN}$$

- ❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = \gamma_b \times V_{pp}$$

$$= 0.3 \times 0.45 \times 5.85 \times 25 = 19.74 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 3.8 \times 25 = 11.4 \text{ KN}$$

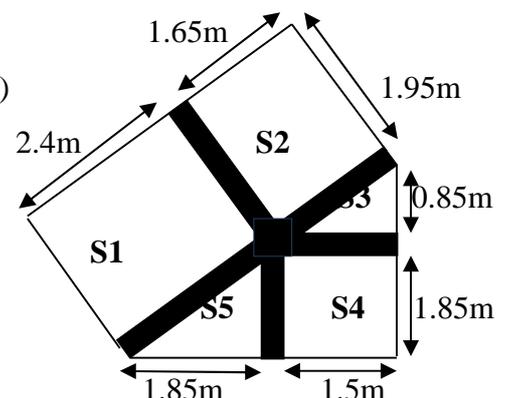


Fig. II.9 : Surface afférente pot 1

• **Calcul des charges revenantes au POT 2**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

La surface afférente:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$= (0.6 \times 1.4) + (1.65 \times 1.4) + (1.55 \times 1.65) + (0.6 \times 1.55)$$

$$= 6.637 \text{ m}^2.$$

$$G_{ti} = (6.86 \times 2.95 \times 1.65) + (5.07 \times 2.95 \times 0.6) = 42.36 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = (1 \times 2.95 \times 1.65) + (3.5 \times 2.95 \times 0.6) = 11.06 \text{ KN}$$

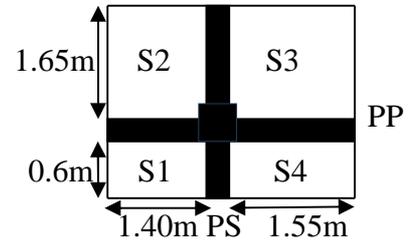


Fig. II.10 : Surface afférente pot 2

❖ **Plancher étage courant**

$$G_{pc} = (5.52 \times 2.95 \times 1.65) + (4.32 \times 2.95 \times 0.6) = 34.51 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = (1.5 \times 2.95 \times 1.65) + (3.5 \times 2.95 \times 0.6) = 13.5 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 2.95 \times 25 = 9.95 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 2.25 \times 25 = 6.75 \text{ KN}$$

• **Calcul des charges revenantes au POT 3**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

La surface afférente :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 17.87 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 6.86 \times 17.87 = 122.6 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 17.87 = 17.87 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant**

$$G_{pc} = 5.52 \times 17.87 = 98.64 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 17.87 = 26.8 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 4.25 \times 25 = 14.34 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 4.525 \times 25 = 13.57 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux**

RDC ,1^{er} étage : section des poteaux (50×50) cm²

$$P_1 = 0.50 \times 0.50 \times 4.08 \times 25 = 25.50 \text{ KN}$$

$$P_2 = 0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

2^{ème}, 3^{ème} étage : section des poteaux (45×45) cm²

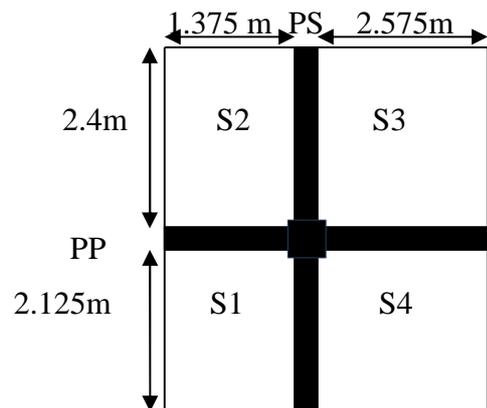


Fig. II.11. Surface afférente pot 3

$$P_{2,3}=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

4^{ème}, 5^{ème} étage : section des poteaux (40×40) cm²

$$P_{4,5}=0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

6^{ème}, 7^{ème} étage: section des poteaux (35×35) cm²

$$P=0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.35 \text{ KN.}$$

La descente de charge va se faire pour le poteau (POT3) car c'est lui qui présente la configuration la plus défavorable (voir fig.II.8) en se référant à la surface afférente.

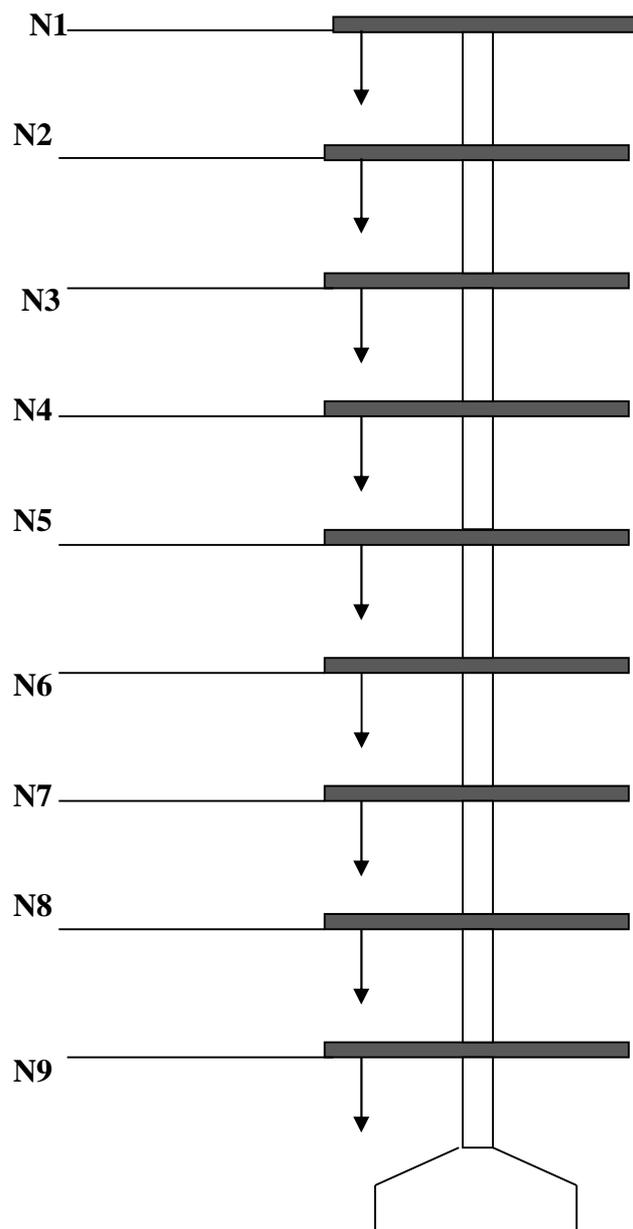


Fig. II.12 : schéma de la descente de charges

Tab II.7 : Descente de charge au droit du Poteau (POT3)

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poutre principale Poutre secondaire	122.6 14.34 13.57	1×17.87=17.87
N2	G venant de N1 Poteau (35*35) Plancher courant Poutres	150.51 9.35 98.64 14.34+13.57=27.91	44.67
N3	G venant de N2 Poteau (35*35) Plancher courant Poutres	286.41 9.37 98.64 27.91	68.8
N4	G venant de N3 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	422.33 12.24 98.64 27.91	90.23
N5	G venant de N4 Poteau (40*40) Plancher courant Poutres	561.12 12.24 98.64 27.91	109
N6	G venant de N5 Poteau (45*45) Plancher courant Poutres	699.91 15.491 98.64 27.91	125.1
N7	G venant de N6 Poteau (45*45) Plancher courant Poutres	841.95 15.491 98.64 27.91	138.47
N8	G venant de N7 Poteau (50*50) Plancher Courant Poutres	983.99 19.125 98.64 27.91	138.47
N9	G venant de N8 Poteau (50*50)	1129.66 25.50	138.47
TOTAL		1155.16	138.47

Le poteau (POT3) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

II.5 Vérification

Selon le BAEL (Art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1155.16 + 1.5 \times 138.47 = 1767.2 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 1943.92 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a. Critère de résistance

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1943.92}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.137 \text{ m}^2$$

A la base : $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifiée.

b. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (BAEL91 \text{ art B.8.4, 1})$$

Avec :

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (section rectangulaire)

l_f : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.856 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} \Rightarrow \lambda = 19.787$$

$$\lambda = 19.787 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.789$$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le *BAEL91* (art B.8.4.1) ;

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

$$\text{A.N: } B_r \geq \frac{1943.92 \times 10^{-3}}{0.789 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.112 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a-0.02) \times (b-0.02) = (0.50-0.02)(0.50-0.02) \Rightarrow B_r = 0.2304 \text{ m}^2 > 0.112 \text{ m}^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- $\min(h, b) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifié
- $\min(h, b) \geq h_e/20$ vérifié
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ vérifié

d. Vérification de l'effort normal réduit

Selon le *RPA99/2003* (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

$$N_d = 1767.2 \text{ KN} ; B_c = 0.25 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{1767.2 \times 10^{-3}}{0.25 \times 25} = 0.28 \leq 0.3$$

La condition est vérifiée pour

II.6 CONCLUSION

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

- ✓ Poutres principales : $(h \times b) = (45 \times 30) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(h \times b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- ✓ Poteaux du RDC et 1^{er} étage : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 2 et 3 : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 4 et 5 : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 6 et 7 : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Chapitre III :
Calcul des éléments

Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaires

III.1.Calcul des Planchers :

III.1.1.Introduction :

Le plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, on assurant l’isolation phonique et thermique, et il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d’exploitation) Dans notre cas on a opté pour un plancher à corps creux avec une bonne isolation thermique et phonique et des dalles pleines pour les balcons.

III.1.2.Etude des poutrelles :

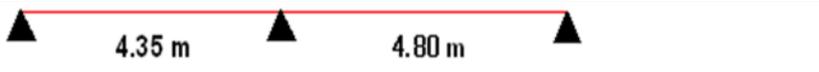
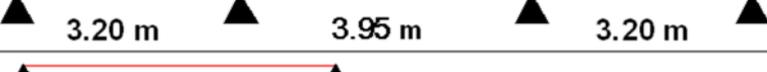
Les poutrelles se calculent a la flexion simple, elles sont des sections en Té en béton arme servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

1. Disposition des poutrelles :

Dans notre cas elles sont disposées dans le sens transversal et longitudinal (la figure II-8) respectant les critères de la petite portée.

2. Les différents types de poutrelles :

On a six types de poutrelles du 1^{er} étage jusqu’au plancher inaccessible :

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

Tab III.1. Les différents types de poutrelles

3. Méthode de calcul des poutrelles :

Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et celle de CAQUOT.

Si les conditions d’application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on passe au calcul avec la méthode de CAQUOT.

3.1. La méthode forfaitaire :CBA93 (Art. B 6.2.2.1)

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25 ; $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$
- Les moments d’inertie sont les même dans tous les travées.

-La fissuration est peu nuisible.

3.1.1. Principe de la méthode forfaitaire :

- **Les moments fléchissant :**

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

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 \times M_0]$$

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

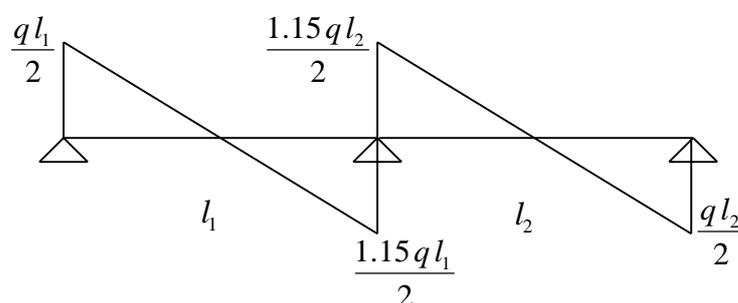
- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées.

10 % pour une poutre à plus de deux travées.



Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

3.1.2. Application de la méthode forfaitaire:

1-Plancher a surcharge modérée : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

Plancher Terrasse inaccessible : $\begin{cases} G = 6.86 \text{ KN / m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN / m}^2 \dots\dots \text{ vérifiée.} \end{cases}$

Plancher étage courant + RDC : $\begin{cases} G = 5.52 \text{ KN / m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \dots\dots \text{ vérifiée.} \end{cases}$

2-Le moment d’inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25. \dots\dots$ est vérifié pour les types de poutrelle 1, 3 et 6.

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d’utilisation de cette méthode sont satisfaites, donc on applique la méthode forfaitaire pour les types de poutrelles 1, 3 et 6.

• **Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles :**

– **Calcul des sollicitations :**

À l’ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

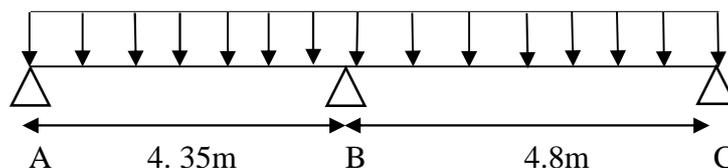
À l’ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Les calculs sont résumés dans le tableau III.2

Charges \ Niveau	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)
Plancher terrasse inaccessible	6.86	1	10.71	7.00	7.86	5.11
Plancher étage courant+RDC	5.52	1.5	9.70	6.30	7.02	4.56

Tab III.2. Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.

– **Exemples de calcul :**



Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1)

- Pour le plancher terrasse inaccessible :

▪ Les sollicitations :

- A l'ELU :

- A l'ELS :

M_0 : Moment isostatique maximum.

$$M_0 = \frac{p_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{7 \times 4.8^2}{8} = 20.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s}^{\max} = \frac{p_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{5.11 \times 4.8^2}{8} = 14.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^{\max} = 20.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s}^{\max} = 14.72 \text{ KN.m}$$

▪ Moments sur les appuis :

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

$$\text{- A l'LEU : } \begin{cases} M_A = M_C = 0 \\ M_B^u = -0.6 \times M_{0u}^{\max} = -0.6 \times 20.16 = -12.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- A l'ELS : } \begin{cases} M_A = M_C = 0 \\ M_B^s = -0.6 \times M_{0s}^{\max} = -0.6 \times 14.72 = -8.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Les moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.86} = 0.127$$

- Travée A-B : à l'ELU

On a : $M_d = M_B = -12.10 \text{ KNm}$

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

$$M_0 = 16.56 \text{ KN.m}$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1+0.3 \times 0.127 = 1.04$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.127}{2} = 0.62$$

$$\max \begin{cases} (1+0.3 \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} = \max(1.04 M_0, 1.05 M_0) = 1.05 M_0$$

$$M_t + \frac{0+12.10}{2} \geq 1.05 \times 16.56 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.127}{2} \times 16.56 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 11.34 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 10.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(11.34, 10.26) \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 11.34 \text{ KN.m}$$

– Travée A-B : à l'ELS

$$M_0 = 12.09 \text{KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_d = M_B = -8.83 \text{KN.m}$$

$$M_g = M_d = 0 \text{KN}$$

$$M_t + \frac{0 + 8.83}{2} \geq 1.05 \times 12.09 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.127}{2} \times 12.09 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.28 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.50 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{AB} = \max(8.28; 7.50) = 8.28 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 8.28 \text{KN.m}$$

– Travée B-C : A l'ELU

$$\text{On a : } M_d = M_C = 0 \text{KNm}$$

$$M_g = M_B = -12.10 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 20.16 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{12.10 + 0}{2} \geq 1.05 \times 20.16 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.127}{2} \times 20.16 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 15.12 \text{KN.m} \\ M_t \geq 12.50 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(15.12, 12.50) \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} = 15.12 \text{KN.m}$$

– Travée B-C : à l'ELS

$$\text{On a : } M_d = M_C = 0 \text{KN.m}$$

$$M_g = M_B = -8.83 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 14.72 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{8.83 + 0}{2} \geq 1.05 \times 14.72 \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.127}{2} \times 14.72 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 11.04 \text{KN.m} \\ M_t \geq 9.13 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{BC} = \max(11.04; 9.13) = 11.04 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} = 11.04 \text{KN.m}$$

▪ **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique :

On calcul V_0 pour chaque travée : $V_0 = \frac{p \times l}{2}$ comme on a :

$P_u = 7 \text{ KN/m}$

$l_1 = l_{AB} = 4.25 \text{ m} ; l_2 = l_{BC} = 4.80 \text{ m}$

Pour la travée A-B

$V_0 = \frac{7 \times 4.35}{2} = 15.23 \text{ KN}$

Pour la travée B-C

$V_0 = \frac{7 \times 4.8}{2} = 16.80 \text{ KN}$

▪ **Calcul des efforts tranchants aux appuis :**

Pour une poutre à deux travées l'effort tranchant est déterminé par la méthode générale (forfaitaire) :

$V = 1.15 \times V_0$ (L'effort tranchant hyperstatique en appuis = 15 % V_0) pour les poutres à deux travées.

– Travée A-B : $\begin{cases} V_A = V_0 = 15.23 \text{ KN} \\ V_B = 1.15 \times V_0 = 17.51 \text{ KN} \end{cases}$

– Travée B-C : $\begin{cases} V_B = 1.15 \times V_0 = 19.32 \text{ KN} \\ V_C = V_0 = 16.80 \text{ KN} \end{cases}$ **Donc : $V_{\max} = 19.32 \text{ KN}$.**

Les résultats de calcul à l'ELU et l'ELS pour tous les types de poutrelles des planchers sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Pour plancher terrasse inaccessible :**

Tab III.3. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).

Type 01				
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	7.00	5.11	7.00	5.11
M_0 (KN.m)	16.56	12.09	20.16	14.72
M_g (KN.m)	0	0	12.10	8.83
M_d (KN.m)	12.10	8.83	0	0
M_t (KN.m)	11.34	8.28	15.12	11.04
V_g (KN)	15.23	-	19.32	-
V_d (KN)	17.51	-	16.80	-

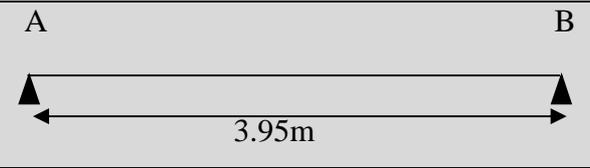
Tab III.4. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).

Type 03				
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	7.00	5.11	7.00	5.11
M_0 (KN.m)	16.56	12.09	10.71	7.82
M_g (KN.m)	0	0	9.93	7.25
M_d (KN.m)	9.93	7.25	0	0
M_t (KN.m)	12.41	9.06	6.63	4.84
V_g (KN)	15.21	-	14.08	-
V_d (KN)	17.50	-	12.24	-

Tab III.5. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(05).

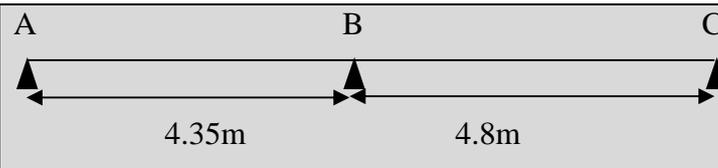
Type 05						
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	7.00	5.11	7.00	5.11	7.00	5.11
M_0 (KN.m)	8.96	6.54	13.65	9.96	8.96	6.54
M_g (KN.m)	0	0	6.82	4.98	6.82	4.98
M_d (KN.m)	6.82	4.98	6.82	4.98	0	0
M_t (KN.m)	6.00	4.38	7.50	5.48	6.00	4.38
V_g (KN)	11.19	-	15.20	-	12.31	-
V_d (KN)	12.31	-	15.20	-	11.19	-

Tab III.6. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06). (Méthode RDM)

Type 06		
	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	7.00	5.11
M_0 (KN.m)	13.64	9.96
M_g (KN.m)	0	0
M_d (KN.m)	0	0
M_t (KN.m)	13.64	9.96
V_g (KN)	13.81	-
V_d (KN)	13.81	-

- Pour plancher étage courant +RDC :

Tab III.7. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).

Type 01				
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	6.30	4.56	6.30	4.56
M_0 (KN.m)	14.92	10.80	18.16	13.14
M_g (KN.m)	0	0	10.90	7.88
M_d (KN.m)	10.90	7.88	0	0
M_t (KN.m)	10.42	7.54	13.88	10.04
V_g (KN)	13.71	-	17.40	-
V_d (KN)	15.77	-	15.13	-

Tab III.8. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).

Type 03				
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	6.30	4.56	6.30	4.56
M_0 (KN.m)	14.92	10.80	9.66	6.99
M_g (KN.m)	0	0	8.95	6.48
M_d (KN.m)	8.95	6.48	0	0
M_t (KN.m)	11.40	8.25	6.10	4.42
V_g (KN)	13.71	-	12.69	-
V_d (KN)	15.77	-	11.03	-

Tab III.9. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(05).

Type 05						
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	6.30	4.56	6.30	4.56	6.30	4.56
M_0 (KN .m)	8.07	5.84	12.30	8.90	8.07	5.84
M_g (KN .m)	0	0	6.15	4.45	6.15	4.45
M_d (KN .m)	6.15	4.45	6.15	4.45	0	0
M_t (KN .m)	5.51	3.99	6.94	5.02	5.51	3.99
V_g (KN)	10.09	-	13.70	-	11.09	-
V_d (KN)	11.09	-	13.70	-	10.09	-

Tab III.10. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06). (Méthode RDM)

Type 06		
	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	6.30	4.56
M_0 (KN.m)	12.30	8.90
M_g (KN.m)	0	0
M_d (KN.m)	0	0
M_t (KN.m)	12.30	8.90
V_g (KN)	12.45	-
V_d (KN)	12.45	-

3.2. Méthode de CAQUOT :CBA93 (Art. B 6.2.2.2)

- Condition d'application :

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

• **Principe de la méthode :**

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

▪ **Moment en appuis :**

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

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

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

▪ **Moment en travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q}{2} X \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - (\frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L})}{q} = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

$$M_0(X) = \frac{qX}{L}(L - X)$$

▪ **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{qL}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

• **Application de la méthode de Caquot :**

1-Plancher a surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

– Plancher Terrasse inaccessible : $\begin{cases} G = 6.86 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

– Plancher étage courant + RDC : $\begin{cases} G = 5.52 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

2-Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \dots\dots$ n'est pas vérifié pour les types de poutrelle 2, 4 et 5.

4- FPN

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors on applique la méthode de Caquot minoré.

Soit : $G' = 2/3 G$ pour le calcul des moments aux appuis seulement. **BAEL99**

• **Calcul des moments et les efforts tranchants dans les poutrelles :**

– **Calcul des sollicitations :**

$$G' = 2/3G$$

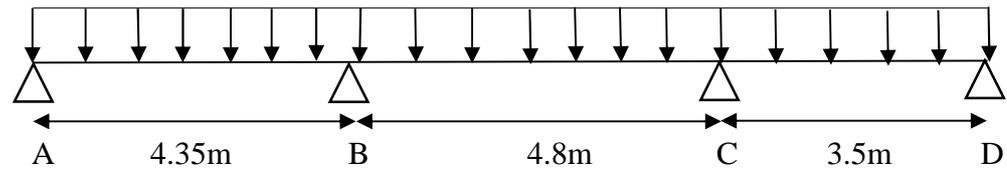
À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tab III.11. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Charge				ELU				ELS			
	G	G'	Q	q _u	q _u '	P _u	P _u '	q _s	q _s '	P _s	P _s '
Terrasse inaccessible	6.86	4.57	1	10.76	7.67	7.00	4.98	7.86	5.57	5.11	3.62
Plancher courant	5.52	3.68	1.5	9.70	7.22	6.30	4.70	6.02	5.18	4.56	3.37

- Exemples de calcul :



Etude d'une poutrelle à 3 travées en appliquant la méthode Caquot minoré (poutrelle Type 2)

- Pour le plancher terrasse :

- Les sollicitations :

Calcul des longueurs fictives :

$$\begin{cases} L'_{AB} = L_{AB} = 4.35m \\ L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.8 = 3.84m \\ L'_{CD} = L_{CD} = 3.5m \end{cases}$$

- Moments aux appuis :

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} P_g = P_d = 4.98 \text{ KN / m} \\ M_A = M_D = 0. \\ M_B = -\frac{4.98 \times (4.35^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (4.35 + 3.84)} \Rightarrow M_B = -9.94 \text{ kN.m} \\ M_C = -\frac{4.98 \times (3.84^3 + 3.5^3)}{8.5 \times (3.84 + 3.5)} \Rightarrow M_C = -7.94 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} M_B = -\frac{3.62 \times (4.35^3 + 3.84^3)}{8.5 \times (4.35 + 3.84)} \Rightarrow M_B = -7.22 \text{ KN.m} \\ M_C = -\frac{3.62 \times (3.84^3 + 3.5^3)}{8.5 \times (3.84 + 3.5)} \Rightarrow M_C = -5.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments aux travées

Travée AB

$$\text{A ELU : } \begin{cases} X = \frac{4.35}{2} - \frac{9.94}{7 \times 4.35} = 1.85m \\ M(1.85) = \frac{7 \times 1.85 \times (4.35 - 1.85)}{2} - 9.94 \times \frac{1.85}{4.35} \\ M_{tAB}^{\max} = 11.96 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{A ELS : } \begin{cases} x = \frac{4.35}{2} + \frac{(-7.22)}{5.11 \times 4.35} = 1.85m \\ M(1.85) = \frac{5.11 \times 1.85 \times (4.35 - 1.85)}{2} + (-7.22) \times \frac{1.85}{4.35} \\ M_{tAB}^{\max} = 8.75 \text{ KNm} \end{cases}$$

▪ Les efforts tranchants :

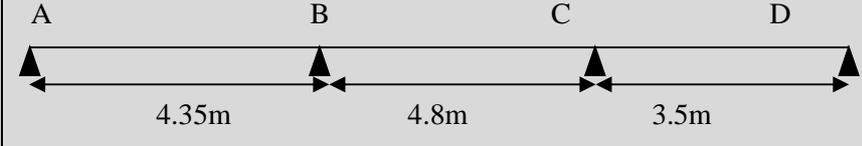
$$V = \frac{pL}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

Travée AB :

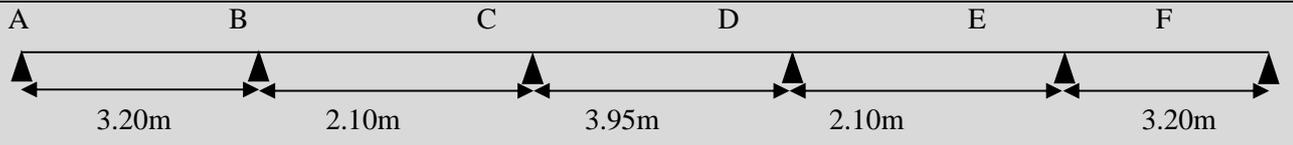
$$\begin{cases} V_A = \frac{7 \times 4.35}{2} + \frac{(-9.94) - 0}{4.35} = 12.94 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{7 \times 4.35}{2} + \frac{(-9.94)}{4.35} = -17.51 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations des poutrelles 2 et 4 sont résumées dans les tableaux suivants :

Tab III.12. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).

Type 02						
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	7.00	5.11	7.00	5.11	7.00	5.11
P_u', P_s' (KN/m)	4.98	3.62	4.98	3.62	4.98	3.62
M_g (KN.m)	0	0	9.94	7.22	7.94	5.77
M_d (KN.m)	9.94	7.22	7.94	5.77	0	0
M_t (KN.m)	11.96	8.75	11.20	8.74	7.10	5.2
V_g (KN)	12.94	-	17.22	-	14.52	-
V_d (KN)	17.51	-	16.38	-	9.98	-

Tab III.13. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).

Type 04										
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s	7.00	5.11	7.00	5.11	7.00	5.11	7.00	5.11	7.00	5.11
P_u', P_s'	4.98	3.62	4.98	3.62	4.98	3.62	4.98	3.62	4.98	3.62
M_g	0	0	4.51	3.28	4.40	3.19	4.40	3.19	4.51	3.28
M_d	4.51	3.28	4.40	3.19	4.40	3.19	4.51	3.28	0	0
M_t	6.84	5.00	-0.6	-0.42	9.24	6.77	-0.6	-0.42	6.84	5.00
V_g	9.78	-	7.41	-	13.81	-	7.3	-	12.6	-
V_d	12.6	-	7.3	-	13.81	-	7.41	-	9.78	-

Pour plancher étage 1 à 7 :

Tab III.14. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).

Type 02						
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	6.30	4.65	6.30	4.56	6.30	4.56
P_u', P_s' (KN/m)	4.69	3.37	4.69	3.37	4.69	3.37
M_g (KN.m)	0	0	9.36	6.72	7.48	5.37
M_d (KN.m)	9.36	6.72	7.48	5.37	0	0
M_t (KN.m)	10.6	7.7	9.75	7.1	6.28	4.56
V_g (KN)	11.56	-	15.52	-	13.17	-
V_d (KN)	15.86	-	14.74	-	8.9	-

Tab III.15. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).

Type 04										
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s	6.30	4.56	6.30	4.56	6.30	4.56	6.30	4.56	6.30	4.56
P_u', P_s'	4.69	3.37	4.69	3.37	4.69	3.37	4.69	3.37	4.69	3.37
M_g	0	0	4.24	3.04	4.14	2.97	4.14	2.97	4.24	3.04
M_d	4.24	3.04	4.14	2.97	4.14	2.97	4.24	3.04	0	0
M_t	6.09	4.42	-0.71	-0.49	8.15	5.93	-0.71	-0.49	6.09	4.42
V_g	8.76	-	6.67	-	12.45	-	6.57	-	11.42	-
V_d	11.42	-	6.57	-	12.45	-	6.67	-	8.76	-

4. Ferrailage des poutrelles :

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles pour tous les étages courant.

On utilise les sollicitations maximales pour le ferrailage :

$$M_t^u = 13.88 \text{ KN.m}; M_t^s = 10.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{intu} = 10.9 \text{ KN.m}; M_a^{ints} = 7.88 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{riveu} = 0.15 \times M_0^u = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{rives} = 0.15 \times M_0^s = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 17.4 \text{ KN}$$

Avec:

- M_a^{intu} : moment en appui intermédiaire à l'ELU.
- M_a^{ints} : moment en appui intermédiaire à l'ELS.
- M_a^{riveu} : moment en appui de rive à l'ELU.
- M_a^{rives} : moment en appui de rive à l'ELS.

4.1. Plancher étages 1 à 7:

- **calcul des aciers longitudinaux :**

La poutrelle travaille à la flexion simple sous un moment dû au chargement vertical sur les planchers.

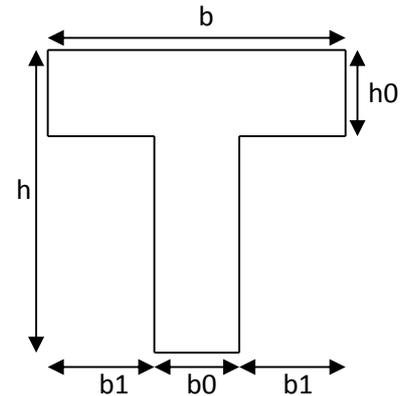
Calcul du momento équilibré par la table M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right); \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

On a: $b = 0.52 \text{ m}$; $h_0 = 0.04 \text{ m}$; $b_0 = 0.10 \text{ m}$; $d = 0.22 \text{ m}$.

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

$$M_t^{\max} = 13.88 \text{ KN.m}$$



$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre

passer par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

- **Calcul des armatures en travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{\max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{13.88 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.52 \times 0.22^2} = 0.0388 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

- **Calcul de A:**

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0388}) = 0.049$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.049) = 0.215 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{13.88 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.85 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.52 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

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

Donc on ferraille avec A_t calculée

Soit $A = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

- **En appuis :**

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 $b_0 \times h$.

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

$$M_{appui}^{\max} = 10.9 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{10.9 \times 10^{-3}}{0.52 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0306$$

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

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

Avec :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0306}) = 0.0388$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.0388) = 0.2166 \text{ m}$$

$$A_{int} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.9 \times 10^{-3}}{0.2166 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit $A = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2$

Appui de rive :

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.72 \times 10^{-3}}{0.52 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0076$$

$$\mu_{bU} < \mu_L = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A' = 0).}$$

$$\mu_{bU} = 0.0123 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A (} \xi_s = 10\% \text{)}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bU}}) = 0.0096$$

$$z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.0096) = 0.219 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.72 \times 10^{-3}}{0.219 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}}$$

Donc on ferraille avec A_{\min} On choisit $A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

• **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 17.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.4 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.79 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement.

• **Choix des armatures transversales :**

$$\phi = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\min}^l \right) = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier de $\phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$,

• **L'espacement:**

$$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.5.1.2.2)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^0$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St \leq 63 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification à L'ELU :**

▪ **Vérification des armatures longitudinales (A_l) vis-à-vis de l'effort tranchant (V_u) :**

– **L'appui intermédiaire :**

$$F_c = \frac{M_u}{0.9d} = \frac{-10.9}{0.9 \times 0.22} = -55.05 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } |F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = -37.650$$

\Rightarrow Les A_l^{inf} ne sont pas soumises a aucun effort de traction.

– **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{17.4 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$A_f \geq 0.5cm^2$ C'est vérifié.

▪ **Vérification de la jonction table - nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{0.22 \times 17.4 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.52 \times 0.04} = 0.93MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 MPa] = 3.25 MPa$$

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

▪ **Vérification de la bielle:**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : a = min [0.9d ; largeur de l'appui -4cm]

$$a = 19.8 \text{ cm}$$

$V_u = 17.4 \text{ KN} < 128.1 \text{ KN}$C'est vérifiée.

• **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

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

▪ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- **En travée :**

$$M_t^{max} = 10.04KN.m$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.52 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -2.21 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T)

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad - A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$

$$5y^2 + 203.4 y - 1114.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 4.89 cm

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

$$I = 12.38 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.04 \times 10^{-3}}{12.38 \times 10^{-5}} \times 0.0489 = 3.96MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.96 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$ C'est vérifié.

On a F.P.N \Rightarrow inutile de vérifier la contrainte de traction dans l'acier.

-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 7.88 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.52 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -1.024 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T)

$$y = 4.428 \text{ cm}$$

$$I = 10.4 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.35 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** **CBA93 (Art B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation :** **CBA93 (Article B.6.5.1)**

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

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

- **Evaluation de la flèche :** **CBA93 (Article B.6.5.1)**

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

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

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

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{480} = 0.05 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la

flèche :

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

respectivement.

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

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

- **Evaluation des moments en travée :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.2 = 2.08 \text{ KN / m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.52 = 3.588 \text{ KN / m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.52 + 1.5) = 4.563 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.08 \times 4.80^2}{8} = 4.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.588 \times 4.80^2}{8} = 7.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.563 \times 4.80^2}{8} = 9.85 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.89 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$B_0 = (b \times h) + 15A = (52 \times 24) + 15 \times 2.36 = 1283.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_1 = \frac{1}{1283.4} \left(\frac{52 \times 24^2}{2} + (15 \times 2.36 \times 22) \right) = 12.28 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 12.28 = 11.72 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 63346.4 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 22} = 0.0107 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.52}) \times 0.0107} = 3.81 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.81 = 1.524$$

– Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{4.5 \times 10^3}{46.15} = 97.51 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{7.75 \times 10^3}{46.15} = 167.93 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{9.85 \times 10^3}{46.15} = 213.43 \text{Mpa}$$

• Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0 .$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0107 \times 97.51 + 2.1} = 0.414 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0107 \times 167.93 + 2.1} = 0.604 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0107 \times 213.43 + 2.1} = 0.672 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{Mpa}$$

$$E_i = 32164.2 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Moment d'inertie fictive (I_f) :**

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence éventuelle}$$

des fissures dans les zones tendues.

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 63346.4}{1 + 3.81 \times 0.414} = 27036.03 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 63346.4}{1 + 3.81 \times 0.604} = 21107.53 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 63346.4}{1 + 3.81 \times 0.672} = 19571.56 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 63346.4}{1 + 1.524 \times 0.604} = 36282.83 \text{ m}^4.$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{4.5 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 32164.20 \times 27036.03 \times 10^{-8}} = 1.2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{7.75 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 32164.2 \times 21107.53 \times 10^{-8}} = 2.54 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{9.85 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 32164.2 \times 19571.56 \times 10^{-8}} = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{7.75 \times 10^{-3} \times 4.80^2}{10 \times 10721.40 \times 36282.83 \times 10^{-8}} = 4.6 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (4.6 - 1.2 + 3.6 - 2.54) \times 10^{-3} = 4.46 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.446 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.446 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **Ferrailage des différents types de poutrelles** Les résultats de ferrailage des différents types de poutrelles dans les différents types de planchers sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.16. Le ferrailage des différents types de poutrelles dans les différents planchers

Plancher	type	Moment en travée				Moment en appui inter				Moment en appui de rive			
Etage Courant + RDC		$M_t=13.88$ KN.m				$M_a^{int}=10.9$ KN.m				$M_a^{rive}=2.72$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.038	0.049	0.215	1.85	0.03	0.038	0.216	1.38	0.008	0.009	0.219	0.36
	2	$M_t=10.6$ KN.m				$M_a^{int}=9.36$ KN.m				$M_a^{rive}=2.72$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.03	0.038	0.217	1.41	0.026	0.033	0.217	1.4	0.008	0.009	0.219	0.36
	3	$M_t=11.4$ KN.m				$M_a^{int}=8.95$ KN.m				$M_a^{rive}=2.24$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.032	0.041	0.216	1.51	0.025	0.032	0.217	1.2	0.006	0.008	0.219	0.3
	4	$M_t=8.15$ KN.m				$M_a^{int}=4.24$ KN.m				$M_a^{rive}=1.84$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.023	0.029	0.217	1.1	0.012	0.015	0.219	0.56	0.005	0.006	0.219	0.24
	5	$M_t=6.94$ KN.m				$M_a^{int}=6.15$ KN.m				$M_a^{rive}=1.84$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.019	0.025	0.218	0.92	0.017	0.022	0.218	0.81	0.005	0.006	0.219	0.24
	6	$M_t=12.3$ KN.m				$M_a^{int}=0$ KN.m				$M_a^{rive}=1.84$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.034	0.044	0.216	1.64	-	-	-	-	0.005	0.006	0.219	0.24
Terrasse Inaccessible	1	$M_t=15.12$ KN.m				$M_a^{int}=12.1$ KN.m				$M_a^{rive}=3.024$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.042	0.054	0.215	2.02	0.34	0.043	0.216	1.61	0.009	0.011	0.219	0.42
	2	$M_t=11.96$ KN.m				$M_a^{int}=9.94$ KN.m				$M_a^{rive}=3.024$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.033	0.043	0.216	1.6	0.028	0.035	0.217	1.32	0.009	0.011	0.219	0.42
	3	$M_t=12.41$ KN.m				$M_a^{int}=6.82$ KN.m				$M_a^{rive}=2.047$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.035	0.044	0.216	1.65	0.009	0.024	0.217	0.9	0.006	0.007	0.219	0.27
	4	$M_t=9.24$ KN.m				$M_a^{int}=4.51$ KN.m				$M_a^{rive}=2.047$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.026	0.033	0.217	1.22	0.013	0.016	0.219	0.6	0.006	0.007	0.219	0.27
	5	$M_t=7.5$ KN.m				$M_a^{int}=6.82$ KN.m				$M_a^{rive}=2.047$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.021	0.027	0.218	1	0.019	0.24	0.18	0.9	0.006	0.007	0.219	0.27
	6	$M_t=13.64$ KN.m				$M_a^{int}=0$ KN.m				$M_a^{rive}=2.047$ KN.m			
		μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
		0.038	0.049	0.215	1.81	-	-	-	-	0.006	0.007	0.219	0.27

• **Choix des barres et vérification au cisaillement :**

Tab III.17. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement

Plancher	Type	En travée (cm ²)	En appui intermédiaire (cm ²)	En appui de rive (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)
Etage courant +RDC	2	2HA10=1.57	2HA10=1.57	1HA10=0.79	15.86	0.72	3.25
	3	2HA10=1.57	2HA10=1.57	1HA10=0.79	15.77	0.71	3.25
	4	2HA10=1.57	1HA10=0.79	1HA10=0.79	12.45	0.56	3.25
	5	2HA10=1.57	1HA12=1.13	1HA10=0.79	13.7	0.62	3.25
	6	3HA10=2.36	-	1HA10=0.79	12.45	0.56	3.25
Terrasse Inaccessible	1	3HA10=2.36	1HA10+1HA12=1.92	1HA10=0.79	19.32	0.89	3.25
	2	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	17.51	0.80	3.25
	3	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	17.5	0.79	3.25
	4	2HA10=1.57	1HA10=0.79	1HA10=0.79	13.81	0.63	3.25
	5	2HA10=1.57	2HA10=1.57	1HA10=0.79	15.2	0.69	3.25
	6	3HA10=2.36	-	1HA10=0.79	13.81	0.69	3.25

On choisit :

- ✓ 3HA10 en travée pour tous les types de poutrelles pour les étages courant.
- ✓ 3HA10 en travée pour tous les types de poutrelles pour la terrasse inaccessible.
- ✓ 1HA10+1HA12 en appui intermédiaire pour tous les types de poutrelles.
- ✓ 1HA10 en appui de rive pour tous les types de poutrelles.

Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles ont prend A_t=2Φ6=0.57cm²

L'espace S_t=15 cm pour toutes les poutrelles.

• **Vérification a l'ELS :**

a) **Etat limite de compression de béton :** les résultats sont dans les tableaux suivants :

Tab III.18. Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	Type	En travée				En appui				
		M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	M _a (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
Etage courant + RDC	2	7.7	12.38×10 ³	4.89	3.04	6.72	10.4×10 ³	4.428	2.86	15
	3	8.25	12.38×10 ³	4.89	3.26	6.48	10.4×10 ³	4.428	2.76	15
	4	5.93	12.38×10 ³	4.89	2.34	3.04	10.4×10 ³	4.428	1.3	15
	5	5.02	12.38×10 ³	4.89	1.98	4.45	10.4×10 ³	4.428	1.9	15
	6	8.9	12.38×10 ³	4.89	3.51	-	-	-	-	-

Terrasse Inaccessible	1	11.04	25.78×10^3	5.65	2.58	8.83	10.4×10^3	4.428	3.76	15
	2	8.75	25.78×10^3	5.65	1.92	7.22	10.4×10^3	4.428	3.07	15
	3	9.06	25.78×10^3	5.65	1.98	7.25	10.4×10^3	4.428	3.09	15
	4	6.77	25.78×10^3	5.65	1.48	3.28	10.4×10^3	4.428	1.4	15
	5	5.48	25.78×10^3	5.65	1.20	4.98	10.4×10^3	4.428	2.12	15
	6	9.96	25.78×10^3	5.65		-	-	-	-	-

b) Etats limites de déformation du béton :

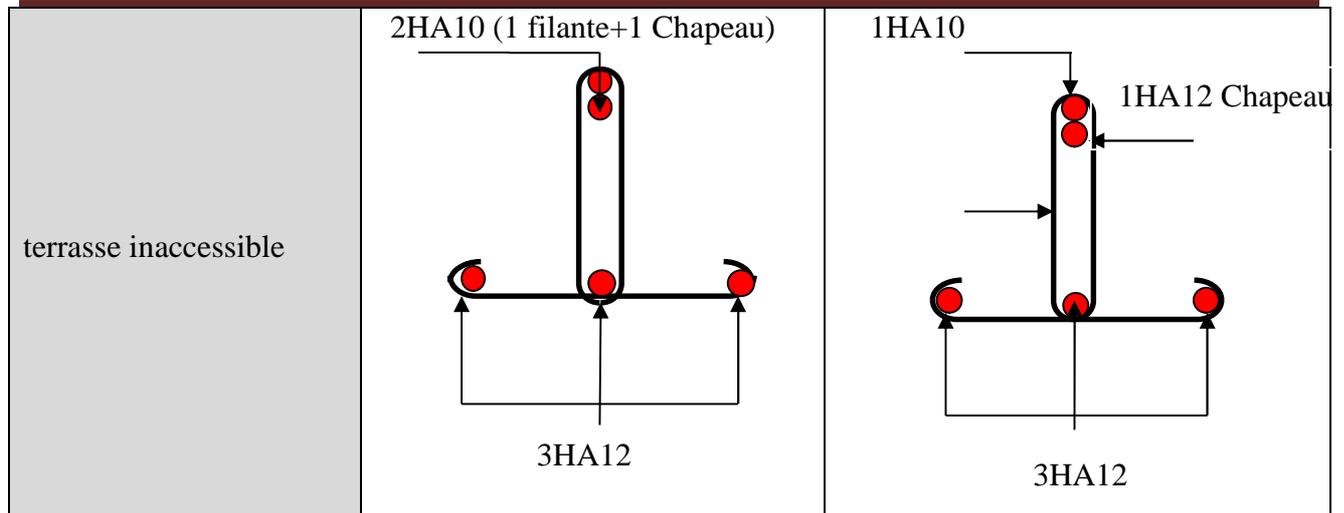
Tab III.19. Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	type	q_{jser} (KN/m)	q_{gser} (KN/m)	q_{pser} (KN/m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Remarque
Etage courant +RDC	2	2.08	3.588	4.563	0.446	0.96	Vérifiée
	3	2.08	3.588	4.563	0.388	0.87	Vérifiée
	4,5 et 6	2.08	3.588	4.563	0.320	0.79	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1 et 2	2.08	4.46	5.11	0.899	0.96	Vérifiée
	3	2.08	4.46	5.11	0.738	0.87	Vérifiée
	4,5 et 6	2.08	4.46	5.11	0.609	0.79	Vérifiée

• **Le schéma de ferrailage des poutrelles :**

Après avoir vérifié les flèches on a opté pour le ferrailage suivant :

Plancher	Travée et appui de rive	Travée et appui intermédiaire
Etage courant + RDC	<p>2HA10 (1 filante+1 Chapeau)</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>1HA12 Chapeau</p> <p>2Φ6</p> <p>3HA10</p>



Tab III.20. Schéma de ferrailage des poutrelles des différents planchers.

III.1.3 : Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 400$ MPa

$$50\text{cm} \leq l_0 = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

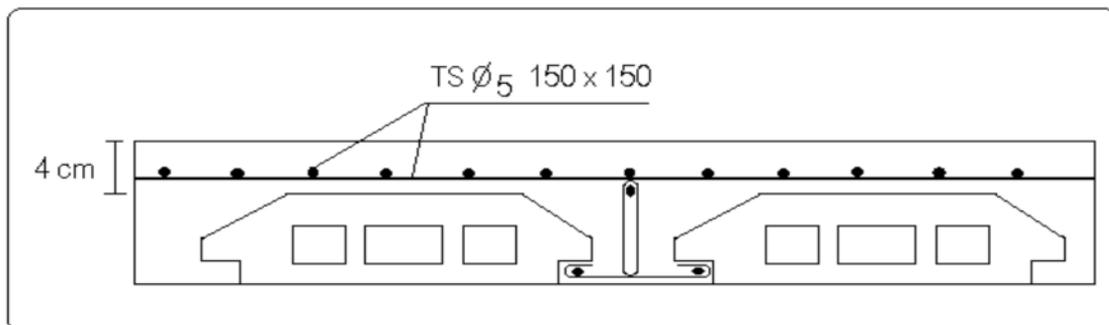
On choisit

5HA6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20cm ≤ 20cm...Vérifiée.

4HA6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St = 25cm ≤ 30cm...Vérifiée.

Ou bien : $A_{\perp} = A_{\parallel} = \text{TS } \phi_5 (15 \times 15\text{cm}^2)$

Figure III.1. : Schéma de ferrailage de la dalle de compression



III.1.4. Etude des dalles pleines:

1. dalle sur trois appuis :

On étudiera le panneau le plus sollicité D1 :

- **Méthode de calcul :** on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

On a $\frac{L_y}{2} = 1.55m > L_x = 1.2m$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

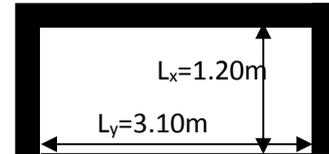


Fig.III.2 : Schéma d'une dalle sur trois appuis

- **Calcul des sollicitations :**
 - **Evaluation des charges et surcharge:**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.387 \leq 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

$$G = 5.07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Calcul à l'ELU :**

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 13.06 \text{ KN} . \text{m} \\ M_{oy} = 3.48 \text{ KN} . \text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 13.06 = 9.8 \text{ KN} . \text{m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 3.48 = 2.61 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Pour les appuis intermédiaires on a : } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -6.53 \text{ KN} . \text{m} \\ -0.5 \times M_{0x} = -6.53 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{13.06 \times 1.2}{2} = 7.83 \text{ KN}$$

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

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 Article B.7.4

Si : $A_{\text{calculé}} > A_{\min}$ alors on ferraille avec $A_{\text{calculé}}$

Les résultats de ferrillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.21 : Ferrailage du balcon sur trois appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculé (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A adopté cm ² /ml
Sens x-x	Travée	9.8	2.21	1.2	5HA8= 2.51
	Appuis intermédiaire	6.53	1.46	1.2	4HA8= 2.01
Sens y-y	Travée	2.61	0.6	1.2	4HA8= 2.01
	Appuis intermédiaire	6.53	1.46	1.2	4HA8= 2.01

• **Espacement :**

//L_x: S_t= min(3e ; 20cm) ⇒ S_t= 20 cm.

//L_y: S_t= min(4e ; 25cm) ⇒ S_t= 25 cm.

• **Vérification a l'ELU :**

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.078 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.078 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{ox} = 9.26 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 2.47 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 6.93 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 1.85 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -4.63 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{oy} = -4.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MP}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.22: contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	6.93	4.02	9423	2.96	15	Vérifiée
Selon y-y	1.85	6.86	36922	0.34	15	Vérifiée
Appui inter	4.63	3	5400	2.571	15	Vérifiée

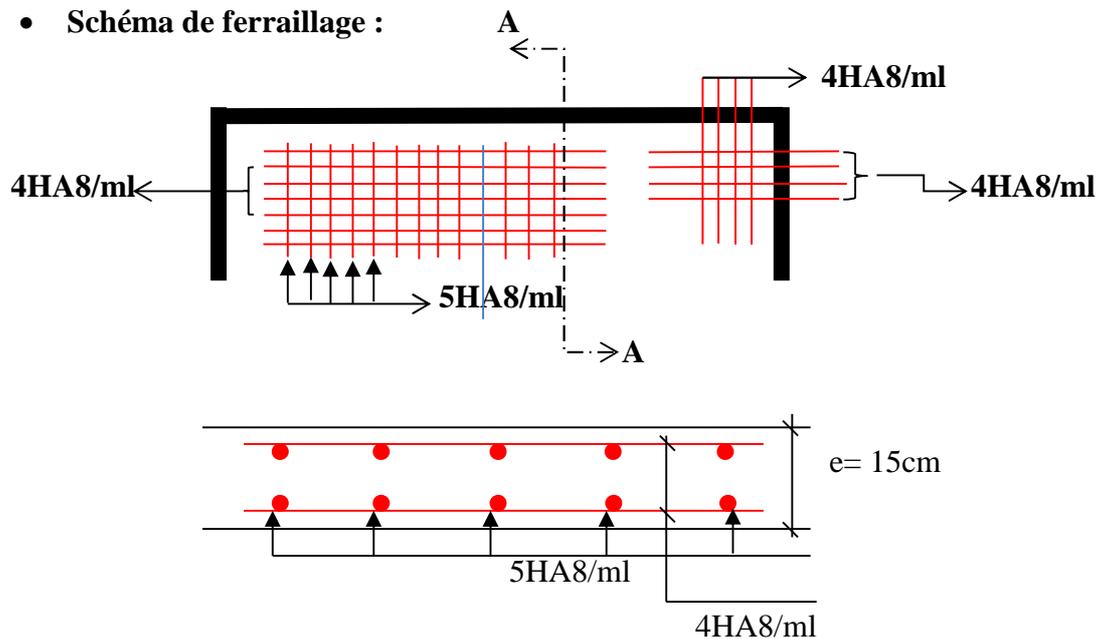
▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{Sens x-x : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage :**



Coupe A-A

Fig.III.3 : schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires :

On étudiera le panneau D2

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{2.22} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M' = 0.75 \times M_0$$

• **Calcul des sollicitations :**

▪ **Evaluation des charges et surcharge :**

$$G = 5.07 \text{KN} / \text{m}^2$$

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

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.09 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.57 \text{KN} / \text{m}^2$$

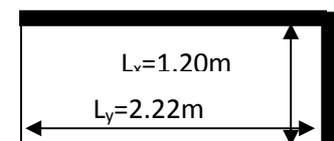


Fig.III.4 : schéma d'une dalle sur deux appuis

- **Calcul à l'ELU :**

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 1.57 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.4 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 1.45 = 1.09 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 0.4 = 0.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.785 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 5.71 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1m (b = 1m).

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant

Tab III.23: Ferraillage du balcon sur deux appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculé/ml	A _{min} (cm ²)	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	1.09	0.27	1.2	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	0.785	0.18	1.2	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	0.3	0.07	1.2	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	0.785	0.18	1.2	4HA8=2.01 cm ²

Avec un espacement de 20 cm

- **Vérification à l'ELU:**

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0571 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0571 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2 \quad , \rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 1.17 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.47 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 1.17 = 0.88 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 0.47 = 0.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_x^a = M_y^a - 0.5 M_0^x = -0.58 \text{ KN.m}$$

▪ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l’abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.24: contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	0.88	2.21	2996.8	0.65	15	Vérifiée
Selon y-y	0.35	2.21	2996.8	0.26	15	Vérifiée
Appui inter	0.58	2.21	2996.8	0.43	15	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée :

$$\text{Sens x-x, Sens y-y : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n’est pas nécessaire dans les deux sens.

• **Schéma de ferrailage :**

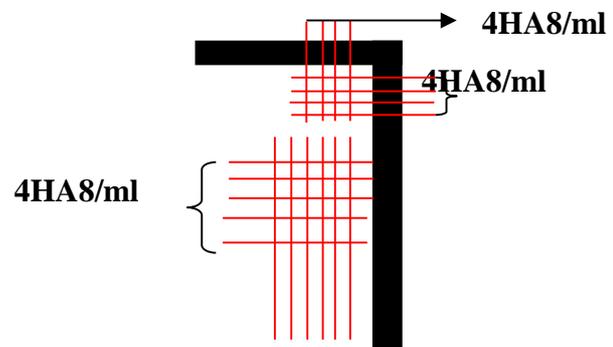


Fig.III.5. Schéma de ferrailage du balcon sur deux appuis

3. Calcul de la dalle du balcon :

• Calcul à L'ELU :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.09 \text{ KN} / \text{m}^2$

P : poids du garde-corps.

$P_u = (\gamma_b \times e_g \times h_g \times 1 \text{ ml})$

$P_u = 1.35 \times (25 \times 0.1 \times 1.15 \times 1) = 3.88 \text{ KN}$

$M = \frac{q \times L^2}{2} + (P_u \times L) = \frac{12.09 \times 1.1^2}{2} + (3.88 \times 1.1) = 11.6 \text{ KN.m}$

$V_u = P_u + Q_u \times L = 3.88 + 12.09 \times 1.1 = 17.18 \text{ KN}$.

• Ferrailage :

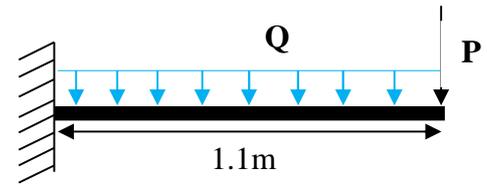


Fig.III.6 : schéma statique du balcon

μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{opt} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$	$A_r (\text{cm}^2/\text{ml})$
0.067	0.086	0.105	3.2	5HA10=3.92	33	4HA8=2.01

• Vérification à L'ELU :

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.132 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.132 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$

• Vérification à L'ELS :

$q_s = G + Q = 8.57 \text{ KN/m}$

$P_s = (\gamma_b \times e_g \times h_g \times 1 \text{ ml})$

$P_s = (25 \times 1.15 \times 0.1 \times 1) = 2.875 \text{ KN}$.

$M = \frac{q_s \times L^2}{2} + (P_s \times L) = \frac{8.57 \times 1.1^2}{2} + (2.875 \times 1.1) = 8.35 \text{ KN.m}$

▪ Vérification des contraintes :

La dalle se situe à l'extérieur la fissuration est considéré nuisible (FN). On vérifie donc la contrainte du compression dans le béton et la contrainte du traction dans l'acier.

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

$M(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	obs	$\sigma_{st}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{st}(MPa)$	Obs
8.35	3.06	4662.05	5.48	15	vérifiée	213.3	240	Vérifiée

▪ **Evaluation de la flèche :**

Le tableau suivant illustre le résultat de calcul des différentes flèches :

$f_{ig}(mm)$	$f_{vg}(mm)$	$f_{ij}(mm)$	$f_{ip}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	Obs
0.036	0.108	0.026	0.053	0.351	4.4	Vérifiée

Schéma de ferrailage :

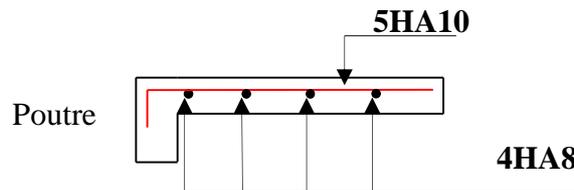


Fig.III.7 : section transversale du balcon.

III.2. Etude des escaliers:

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses.

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte 3 types d'escaliers :

- Type1 : Escalier a un seule volet.
- Type 2 : Escalier a deux volets sur deux appuis.
- Type 3 : Escalier a deux volets sur 3 appuis.

- **Type 1 :**
 - **Chargement**

Volée :

Chargement	Poids volumique (KN /m ³)	Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la paliasse (e =15cm)	25	1×0.15/cos34.21°	4.53
Poids propre du contre marche (e=17cm)	22	1×0.17/2	1.87
Carrelage horizontal (e=2cm)	22	1×0.02	0.44
Mortier de pose horizontal (e=2cm)	20	1×0.02	0.40
Carrelage vertical (e=2cm)	22	0.02×0.17/0.3	0.249
Mortier de pose vertical (e=2cm)	20	0.02×0.17/0.3	0.227
Enduit en plâtre (e=2cm)	10	1×0.02	0.20
Poids du garde-corps	-	-	0.10
La charge permanente	$G=\sum G_i$		8.016
La charge d'exploitation	Surcharge Q_i		2.5
Combinaison de charge ELU	$q_1=1.35G+1.5Q$		14.57
Combinaison de charge ELS	$q_1=G+Q$		10.516

- **Palier**

Chargement	Poids volumique (KN /m ³)	Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre du palier(e=15cm)	25	1×0.15	3.75
Carrelage (e=2cm)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose (e=2cm)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre (e=2cm)	10	0.02×1	0.2
La charge permanente	$G=\sum G_i$		4.79
La charge d'exploitation	Surcharge Q_i		2.5
Combinaison de charge ELU	$q_2=1.35G+1.5Q$		10.21
Combinaison de charge ELS	$q_2=G+Q$		7.29

Calcul à l'ELU :

Avec :

q_1 : Poids du palier

q_2 : Poids de la volée

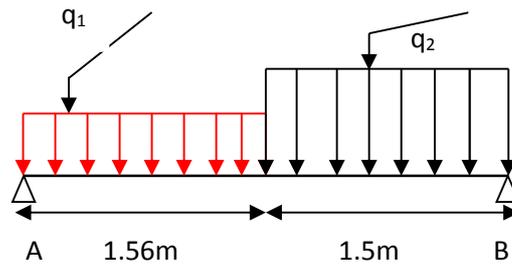


Fig.III.8 : Sollicitation à l'E.L.U

• **Réactions des appuis**

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.56q_2 + 1.5q \Rightarrow R_A + R_B = 37.38 \text{ KN}$$

$$R_B = \left[1.56 \left(\frac{1.56}{2} \right) q_1 + 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 1.56 \right) q_2 \right] / 3.06$$

$$\Rightarrow R_B = 17.35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 20.02 \text{ KN}$$

• **Efforts tranchant et moment fléchissant**

$$0 \leq x \leq 1.56$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1.5$$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

X (m)	Réaction (KN)	Effort Tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN. m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (KN.m) (M _a =-0.5M ₀)	Moment en travée (KN.m) (M _t =0.75M ₀)
0	20.02	20.02	0	20.02	13.75	6.88	10.31
1.37	-	0	13.75				
1.56	-	-2.71	13.50				
3.06	17.35	-17.35	0				

Tableau III.25 : les sollicitations sur l'escalier à l'ELU

Remarque : Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.5M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.75M_0$ ce qui donne

$$\begin{cases} M_{t \max} = 10.31 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = 6.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **A l'E.L.S**

X (m)	Réaction (KN)	Effort Tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN. m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN. m)	Moment sur appuis (M _a =-0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	14.71	14.71	0	14.71	10.29	5.16	7.72
1.40	-	0	10.29				
1.56	-	-1.70	10.15				

3.06	12.44	-12.44	0				
------	-------	--------	---	--	--	--	--

Tab.III.26: les sollicitations sur l'escalier à l'E.L.S.

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.5M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.75M_0$ ce qui donne

$$\begin{cases} M_{t \max} = 7.72 \text{ KN. m} \\ M_{a \max} = 5.16 \text{ KN. m} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**
 - **Ferraillage du (palier +pailasse)**
 - **En travée**

Données			
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	1.00 m
	Hauteur de la section	h =	0.15 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.13 m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.02 m
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400 MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25 MPa
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35G+1.5Q	M_u	10.31 KN. m
	Moment réduit ultime	μ_1	0.392

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	$(0.85 \times f_{c28}) / 1.5$	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
Contrainte de traction des aciers	$(f_e / 1.15)$	$f_{su} = 348 \text{ MPa}$
Contrainte de compression du béton à l'E.L.S	$0.6 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \times f_{c28})$	$f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0.043$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système D'armature retenue : (pas d'aciers comprimés)

Calcul des caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.055$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 7.15 \times 10^{-3} \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$z = 0.127 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus			
Section théorique d'acier	$M_u / (z \times f_{su})$		$A_{st} = 2.33 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{\min} \geq 0.23b.d.f_{t28}/f_e$		$A_{\min} = 2.04 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus			
Un lit	Choix	4HA 10	$S_t = 25 \text{ cm}$ $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$

– Sur appuis

Données			
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35G+1.5Q	$M_u =$	$6.88 \times 10^{-3} \text{ MN. m}$
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0.392

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0.028$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système D'armature retenue : (pas d'aciers comprimés)

Calcul des caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.035$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 4.61 \times 10^{-3} \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$z = 0.128 \text{ m}$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (z \times f_{su})$	$A_{st} = 1.54 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28}/f_e$	$A_{min} = 2.04 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix 5HA 8	$S_t = 20 \text{ cm}$ $A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$

$A_{min} > A_{calculée} \Rightarrow$ on ferraille avec A_{min} avec $S_t = 25 \text{ c}$

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6mm $\eta = 1.3$ pour HA ≤ 6mm $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 15 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 13 \text{ cm}$

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	7.72 KN. m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y-d) = 0$	3.06 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(y-d)^2$	5608.74 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	137.64 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	4.21 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	205.22 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	4.21 < 15 vérifiée

Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	205.22 > 201.63 Non vérifiée
---	--	---------------------------------

Alors on doit recalculer le ferrailage à l'état limite de service

• **Ferrailage à l'état limite de service**

Moment de service réduit	$\mu = 30M_{ser} / b.d^2 \bar{\sigma}_s$	0.068
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1.068
Coefficient	$\varphi = \arccos \lambda^{-3/2}$	25.037
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \varphi/3)$	0.237
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq 0.6 f_{c28}$	4.17 MPa
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha.b.d.\sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} b.d$	3.19 cm ²
Choix des sections commerciales des armatures		
Un lit	choix	5HA10 A_{st}= 3.93 cm ²

• **Vérification des contraintes en appui**

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} =25MPa
	Contrainte limite de traction du béton	f _{t28} =2.1MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	f _e =400MPa
	Section d'acier tendue	A _s =2.01cm ²
	Coefficient d'équivalence	n=15
	Coefficient $\eta=1.6$ pour HA>6mm $\eta=1.3$ pour HA≤6mm $\eta=1$ pour rond lisse	$\eta=1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	b=100cm
	Hauteur totale de la poutre	h=15cm
	Hauteur utile de la poutre	d=13cm

Vérification des contraintes		
Moment service	M _{ser}	5.16 KN. m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y - d) = 0$	2.51 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(y - d)^2$	3844.82 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	134.21 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3.37 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	211.18 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.37 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	211.18 > 201.63 Non vérifiée

Alors on doit recalculer le ferrailage à l'état limite de service.

• Ferrailage à l'état limite de service

Moment de service réduit	$\mu = 30M_{ser} / b.d^2\bar{\sigma}_s$	0.030
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1.03
Coefficient	$\varphi = \arccos\lambda^{-3/2}$	14.067
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \varphi/3)$	0.132
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq 0.6f_{c28}$	2.044MPa
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha.b.d.\sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} b.d$	0.87 cm ²
Choix des sections commerciales des armatures		
Un lit	choix	A _{st} =
	5HA8	2.51 cm ²

A_{st} < A_{min} ; donc on ferraille avec A_{min}

On choisit 5HA8=2.51cm² ; avec un espacement sur la travée de : S_t < min (3.e ; 33cm) ⇒ S_t < 33cm
 ⇒ on choisit S_t=20cm

Armatures de répartition en travée A_r : A_r = (A_L/4) = (3.93/4)=0.98cm² ⇒ on choisit :
 4HA8=2.01cm² avec S_t=25cm

Armatures de répartition en appui A_r : A_r = (A_L/4) = (2.51/4)=0.62cm² ⇒ on choisit : 4HA8=2.01cm²
 avec S_t=25cm

• Vérification de la flèche (palier+paillasse)

Données	
Hauteur totale de la poutre	h=15cm
Hauteur utile de la poutre	d=13cm
Longueur de la poutre	L=3.06
Largeur de l'âme	b ₀ =100cm
Section d'acier tendue	A _s =3.93cm ²
Moment en travée	M _t =10.31KN.m
Moment isostatique	M ₀ =13.75KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	f _e =400MPa

Vérification de la flèche			
h/L > 1/16	0.0490	0.0625	Non vérifiée
h/L > M _t /10M ₀	0.0490	0.0749	Non vérifiée
A _s /b ₀ .d < 4.2/f _e	0.003023	0.0105	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• Calcul de la flèche

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} =25MPa
	Section d'acier tendue	A _s =3.93cm ²
Géométrie	Largeur de la poutre	b=100cm
	Hauteur totale de la poutre	h=15cm
	Longueur de la poutre	L= 3.06m
	Hauteur utile de la poutre	d=13cm
	Charge permanente	G=8.016KN/m ²

Chargement	Surcharge d'exploitation	$Q=2.5\text{KN/m}^2$
	Charge permanente sans revêtement	$j=6.4\text{KN/ml}$
	Charge permanente avec revêtement	$g=8.016\text{KN/ml}$
	Charge totale (G+Q) b	$q=10.516$

Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	$M_j=$	6.36724	KN. m
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	$M_g=$	7.97497	KN. m
Moment correspondant à q	$0.85 (q \times L^2) / 8$	$M_q=$	10.46218	KN. m

Calcul du moment d'inertie			
Moment d'inertie	$I=$	29908.24	Cm^4

Calcul des contraintes correspondant				
Contrainte correspondant à j	$15M_j (d - y) / I$	$\sigma_j=$	27.855	MPa
Contrainte correspondant à g	$15M_g (d - y) / I$	$\sigma_g=$	34.890	MPa
Contrainte correspondant à q	$15M_q (d - y) / I$	$\sigma_q=$	45.770	MPa

Calcul des coefficients			
Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b_0)$	$\rho=$	0.003023
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75 f_{t28} / 4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28}]$	$\mu_j=$	0
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75 f_{t28} / 4\rho \cdot \sigma_g + f_{t28}]$	$\mu_g=$	0
Coefficient correspondant à q	$1 - [1.75 f_{t28} / 4\rho \cdot \sigma_q + f_{t28}]$	$\mu_q=$	0

Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale instantanée du béton	$11000 (f_{c28})^{1/3}$	$E_i =$	32164.1951	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	$E_v =$	10721.3984	MPa
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3b_0 / b) \rho$	$\lambda_i =$	6.94674	
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	$\lambda_v =$	2.77869	

Calcul du moment d'inertie				
Moment d'inertie correspondant à j	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j)$	$I_{ji} =$	32899.064	Cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à g	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g)$	$I_{gi} =$	32899.064	Cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à q	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q)$	$I_{qi} =$	32899.064	Cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à v	$1.1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g)$	$I_{gv} =$	32899.064	Cm ⁴

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	$f_{ji} =$	0.0563427	cm
La flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	$f_{gi} =$	0.0705692	cm
La flèche correspondant à q	$M_q L^2 / 10 E_i I_{qi}$	$f_{qi} =$	0.0925782	cm
La flèche correspondant à v	$M_g L^2 / 10 E_v I_{gv}$	$f_{gv} =$	0.2117078	cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$	$\Delta f_t =$	0.1773741	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500$ $L/500$ Si $L > 500$ $0.5\text{cm} + L/1000$	$\Delta f_{adm} =$	0.621	cm
$\Delta f_t < \Delta f_{adm}$		Vérifiée		

1.4) Vérification à l'état limite ultime

• **Vérification de l'effort tranchant**

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_i =$	3.93	Cm ²
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	100	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	Cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	Cm
Sollicitation	L'effort tranchant	$T =$	6.88	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{T}{b.d}$	$\tau_u =$	0.0529	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0.1 f_{c28}; 4MPa)$	$\overline{\tau_u} =$	$\min(2.5, 4)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	0.0529 < 2.5 vérifiée		

- Schéma de ferrailage :

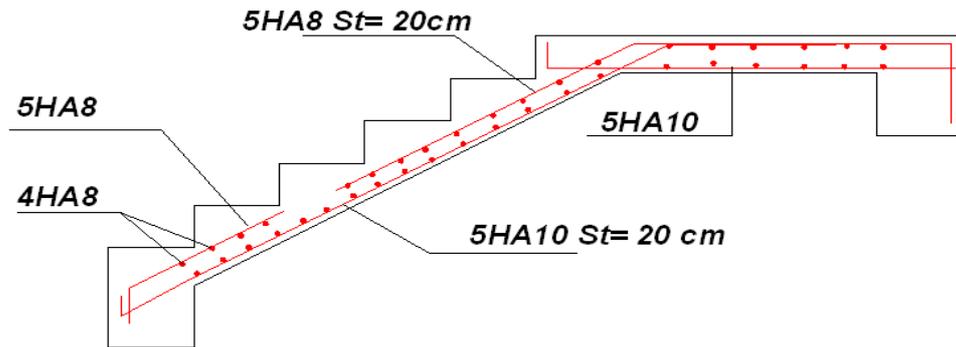


Fig.III.9 : Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

- Type 2 et 3 :

Les escaliers type 2et3 repose sur une poutre brisée on les calcule comme des consoles,

On prend le type trois le plus défavorable.

1. Volées :

- **Calcul de charge :**

$$P_u = 14.06 \text{ KN/m}^2. \quad P_s = 10.416 \text{ KN/m}^2$$

$$P_1 : \text{ poids du garde-corps} = 0.1 \text{ KN.}$$

$$P_{1u} = 1.35 \times 0.1 = 0.135 \text{ KN.}$$

$$P_{1s} = 0.1 \text{ KN.}$$

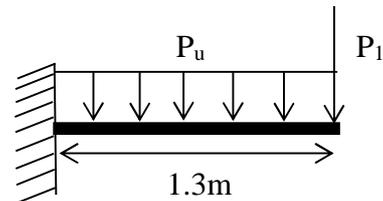


Fig.III.10.Schéma statique de la volée.

- **Calcul des sollicitations :**

- **Moment d'encastrement :**

$$M_{encastrement}^u = \frac{P_u \times L^2}{2} + (P_{1u} \times L) = \frac{14.06 \times 1.3^2}{2} + (0.135 \times 1.3) = 12.056 \text{ KN.m}$$

$$M_{encastrement}^s = \frac{P_s \times L^2}{2} + (P_{1s} \times L) = \frac{10.416 \times 1.3^2}{2} + (0.1 \times 1.3) = 8.93 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = P_{1u} + P_u \times L = 0.135 + 14.06 \times 1.3 = 18.41 \text{ KN}$$

- **Ferrailage :** pour une bande de $1mL$ et $d = 13 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{encst}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.056 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.064$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.66 \text{ cm}$$

$$A = \frac{12.056 \times 10^6}{126.6 \times 348} = 274 \text{ mm}^2 = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$C.N.F : A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} > A_{\min} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc : $A = 2.74 \text{ cm}^2$

On choisit : **4HA10 = 3.14 cm²**

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Puisqu'il existe un chargement concentré (le garde-corps), les armatures de répartition sont :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.046 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3HA8 = 1.51 cm²** ; avec $S_t = 33 \text{ cm}$

- **Schéma de ferrailage :**

Schéma de ferrailage des deux volées à l'encastrement est le suivant :

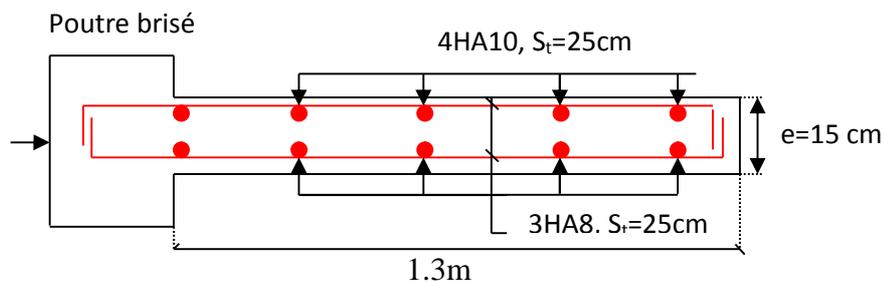


Fig.III.11: schéma de ferrailage des volées

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \text{CBA 93 A.5.2.2}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.41 \times 10^3}{1300 \times 130} = 0.109 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification à L'ELS :**

– **Etat de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

- **Calcul de y :**

$$\frac{130}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0$$

$$65y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.8cm$$

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{130}{3} \times 2.8^3 + 15 \times 3.14 \times (13 - 2.8)^2$$

$$I = 5851.54cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.93 \times 10^3 \times 2.8}{5851.54} = 4.27MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

• **Etat limite de d\u00e9formation :**

– **V\u00e9rification de la fl\u00e8che :**

La v\u00e9rification de la fl\u00e8che est n\u00e9cessaire 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 conditions pr\u00e9c\u00e9dentes sont v\u00e9rifi\u00e9s, donc pas de v\u00e9rification de la fl\u00e8che.

- **Remarque :** On prend le m\u00eame ferrailage de la vol\u00e9e 1 pour la vol\u00e9e 2 et pour l'autre type d'escalier ; car ils sont identiques.

2. Paliers :**- Calcul de charge :**

$$P_u = 10.21 \text{ KN/m}^2. \quad P_s = 7.29 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations :**• Moment d'encastrement :**

$$M_{encastremnt}^u = \frac{P_u \times L^2}{2} = \frac{10.21 \times 1.3^2}{2} = 8.627 \text{ KN.m}$$

$$M_{encastremnt}^s = \frac{P_s \times L^2}{2} = \frac{7.29 \times 1.3^2}{2} = 6.16 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = P_u \times L = 10.21 \times 1.3 = 13.273 \text{ KN}$$

• Ferrailage : pour une bande de **1m** et **d= 13 cm**.

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

M _{encast} (KN.m)	μ _{bu}	α	z(cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)
8.627	0.036	0.048	12.75	1.94	1.57	4HA8=2.01

Avec un espacement S_t= 25 cm

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.273 \times 10^3}{1300 \times 130} = 0.078 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification à L'ELS :**- Etat de compression du béton :**

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

M _{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _b (MPa)	Remarque
6.16	2.23	3977.73	3.45	15	vérifiée

• **État limite de déformation :**

– **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc pas de vérification de la flèche.

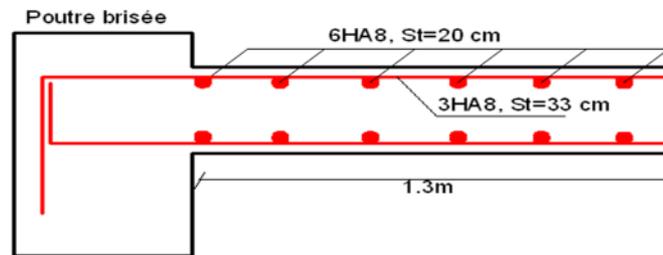


Fig.III.12: schéma de ferrailage des paliers

Remarque : On prend le même ferrailage du palier pour tous les types d'escalier; car ils sont identiques.

3. La poutre palière (escalier type 1)

- **Dimensionnement**

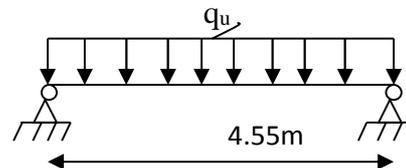


Fig.III.13 : la charge sur la poutre

- **Condition de la flèche :** $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 30.33cm \leq h \leq 45.5cm$

On prend : h =40cm ; b = 30cm

Selon RPA99/V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ b/h \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=30cm \\ h=40cm \\ b/h=0.75 < 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée } (b \times h) = (30 \times 40) cm^2$$

Chargement sur la poutre

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3×0.4	3
Réaction due au palier	/	/	20.02

- Sollicitation

Combinaison de charge	$q_u = 1.35(3) + 20.02$	24.07
Moment isostatique (KN. m)	$M_0 = q_u l^2 / 8$	62.29
Moment sur appuis (KN. m)	$M_a = 0.5M_0$	31.14
Moment en travée (KN. m)	$M_t = 0.85M_0$	52.94
L'effort tranchant(KN)	$V_u = q_u l / 2$	54.75

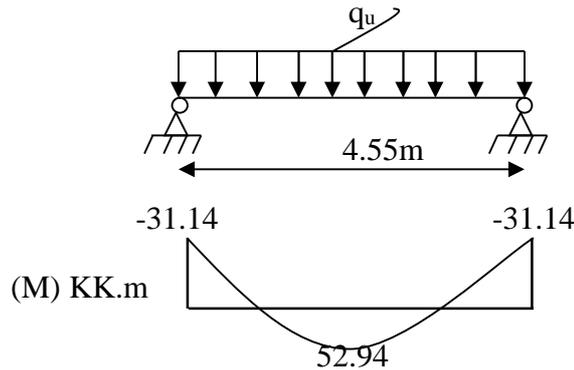


Fig.III.14 : diagramme des moments réduits à l'E.L.U.

• **Ferraillage de la poutre palière a la flexion simple**

– **En travée**

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.40	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.38	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.02	m
Matériaux	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35G+1.5Q	M_t	0.05294	MN. m
	Moment réduit ultime	μ_1	0.392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_t / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0.0892$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système D'armature retenue : (pas d'aciers comprimés)

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha=0.117$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.0444 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$z = 0.3732 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (z \times f_{st})$	$A_t = 4.076 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2$

– **En appuis**

Données				
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35G+1.5Q	$M_a =$	0.03114	MN. M
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0.392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_a / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0.0506$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système D'armature retenue : (pas d'aciers comprimés)

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha=0.0649$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.0246 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$z = 0.37 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (z \times f_{st})$	$A_a = 2.42 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'état limite de service :**
 - **Vérification des contraintes (poutre palière)**

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour $HA > 6 \text{ mm}$	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 30 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 40 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 38 \text{ cm}$

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	5.16 KN. M
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y-d) = 0$	11.14 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(y-d)^2$	63821.845 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	8.085 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0.90 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	32.574 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	0.90 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	32.574 > 201.63 vérifiée

– Vérification de la flèche (poutre palière)

Données	
Hauteur totale de la poutre	h=40cm
Hauteur utile de la poutre	d=38cm
Longueur de la poutre	L=4.55
Largeur de l'âme	b ₀ =30cm
Section d'acier tendue	A _s =4.62cm ²
Moment en travée	M _t =52.94KN. m
Moment isostatique	M ₀ =62.29KN .m
Contrainte de l'acier utilisé	f _e =400MPa

Vérification de la flèche			
h/L > 1/16	0.0879	0.0625	Vérifiée
h/L > M _t /10M ₀	0.0879	0.0849	Vérifiée
A _s /b ₀ . d < 4.2/f _e	0.004052	0.0105	Vérifiée

Les trois conditions précédentes sont vérifiées, donc pas de vérification pour la flèche.

• Vérification à l'état limite ultime :

– Vérification de l'effort tranchant

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} =	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	f _{t28} =	2.1	MPa
	Contraint min (f _{t28} ; 3.3MPa)	f _{t28} [*] =	2.1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	f _e =	400	MPa
	Section des armatures longitudinales	A _l =	4.62	cm ²
	Diamètre des armatures longitudinales	φ _l =	14	mm
Géométrie	Largeur de la poutre	b=	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	h=	40	cm
	Hauteur utile de la poutre	d=	38	cm
sollicitation	L'effort tranchant	V _u =	54.75	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{V_u}{b.d}$	$\tau_u =$	0.456	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0.1f_{c28}; 3MPa)$	$\overline{\tau_u} =$	$\min(2.5, 3)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	0.456 < 2.5 vérifiée		

• **Calcul à la torsion :**

Torsion				
Moment à l'appui déjà calculée		$M_a =$	6.88	KN. m
La plus petite dimension		$b =$	30	cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente	$b/6$	$e =$	5	cm
Section efficace	$(b - e)(h - e)$	$\Omega =$	875	cm ²
Longueur de la poutre		$L =$	4.55	M
Moment de torsion	$M_a l/2$	$M_T =$	15.65	KN. m
Contrainte de torsion	$M_T/2.e.\Omega$	$\tau_T =$	1.788	MPa
Contrainte de cisaillement	$V_u/b.d$	$\tau_u =$	0.480	MPa
Contrainte admissible	$\min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) F.P.P$	$\tau_{u\text{ limite}} =$	2.5	MPa
Vérifications :	$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{u\text{ limite}}^2$	3.427 < 6.25 vérifiée		

$\tau < \overline{\tau}$ Donc pas de rupture par cisaillement

-Armatures longitudinales de torsion $A_t = \frac{M_T \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$

$$U = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120\text{cm}$$

$$A_t = \frac{15.65 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 400} = 308.52\text{mm}^2 = 3.08\text{cm}^2$$

-Armatures transversales en torsion

A la torsion : $\frac{A_t \cdot f_e}{t \cdot \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \cdot \Omega}$ on fixe l'espacement $t = 20\text{cm}$

$$A_t = \frac{M_T \cdot t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{15.65 \times 10^6 \times 200 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 400} \Rightarrow A_t = 51.42\text{mm}^2 = 0.51\text{cm}^2$$

A la flexion simple : un espacement $t = 20\text{cm}$

$$t = 20\text{cm} < \min(0.9d; 40\text{cm}) = 34.2\text{cm}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 200}{400} = 0.6\text{cm}^2$$

Donc on ferraille la poutre palière avec :

– **Armatures transversales A_t**

$A_{\text{torsion}} + A_{F, \text{ simple}} = 0.6 + 0.51 = 1.11 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm Soit $4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

– **Armatures longitudinales**

En travée : $A_{\text{torsion}}/2 + A_{F, \text{ simple}} = 1.54 + 4.076 = 5.62 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{\text{torsion}}/2 + A_{F, \text{ simple}} = 1.54 + 2.42 = 3.96 \text{ cm}^2$

– **Choix :**

En appui : $A_l = 3.96 \text{ cm}^2$ on choisit 3HA14 = 4.62 cm^2

En travée : $A_l = 5.62 \text{ cm}^2$ on choisit 3HA16 = 6.03 cm^2

Pour les A_t on opte pour un étrier+ un cadre de diamètres 8

Le schéma de ferrailage de la poutre palière :

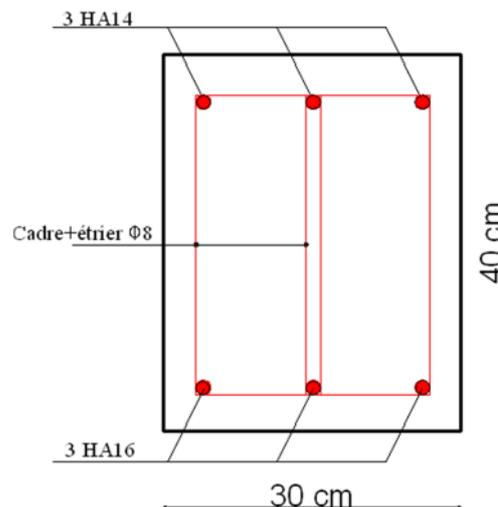


Fig.III.15 : schéma de ferrailage de la poutre palière

4. Etude de la poutre brisée :

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcule sa poutre brisée et se sera le même ferrailage pour celle de l'escalier d'étage courant.

• **Dimensionnement**

Condition de la flèche : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ Avec $L = 700 \text{ cm}$

Soit : $h = 60 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

• **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.6 \times 0.4 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.6 \times 0.4 / \cos 32.51 = 7.11 \text{ KN/ml}$$

Avec :

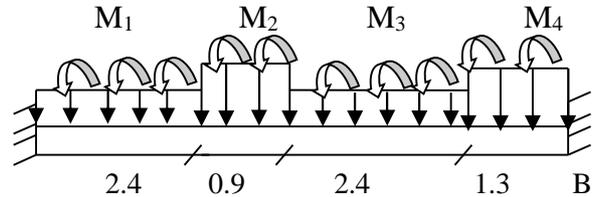
- g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.
- g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$P_v = 14.06 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad P_p = 10.21 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- P_v : charge transmise par la volée.
- P_p : charge transmise par le palier
- **Calcul des sollicitations**



$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m ;}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{(P_v + 1.35g_1) \times \frac{2.4^2}{2} + (P_p + 1.35g_0) \times 0.9 \times 2.85 + (P_v + 1.35g_1) \times 2.4 \times 4.5 + (P_p + 1.35g_0) \times 1.3 \times 6.35}{7}$$

$$\Rightarrow R_B = 74.54 \text{ KN}$$

$$\sum \vec{F}_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B + \sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = (P_v + 1.35g_1) \times 2.4 + (P_p + 1.35g_0) \times 0.9 + (P_v + 1.35g_1) \times 2.4 + (P_p + 1.35g_0) \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 153.842 \Rightarrow R_A = 79.302 \text{ KN}$$

$$M_0 : \text{moment isostatique de la poutre brisée Avec : } M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

Ou q_{eq} est la charge équivalente sur la poutre

$$q_{eq} = \frac{(P_p + 1.35g_0) \times 2.4 + (P_v + 1.35g_1) \times 0.9 + (P_p + 1.35g_0) \times 2.4 + (P_v + 1.35g_1) \times 1.3}{7}$$

$$q_{eq} = 20 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{20 \times 7^2}{8} = 122.5 \text{ KN.m}$$

- Le moment en travée M_t : $M_t = 0.85M_0 = 104.125 \text{ KN.m}$
- Le moment en appuis M_a : $M_a = -0.5M_0 = -61.125 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant V_u : $V_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{20 \times 7}{2} = 70 \text{ KN}$

- **Ferrailage de la poutre a la flexion simple**

Armatures longitudinales

- En travée : $A_t = 5.41 \text{ cm}^2$
- En appuis : $A_a = 3.136 \text{ cm}^2$

- **Vérifications à L'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_t = 5.3 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.4 \times 0.58 \times \frac{2.1}{400} = 2.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$A_a = 3.08 > A_{\min} = 2.8 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.3 \text{ MPa}$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.3 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.4 \times 0.15 \times (0.3 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.4 \times 0.15 / 400$$

On adopte $A_t = 0.60 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq 0.60$$

- **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.40} = 37.75 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 52.2 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} = 36.60 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Calcul à la Torsion**

La poutre est soumise à quatre moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

- M1 et M3 = 12.056 KN.m, du aux deux volée.
- M2 et M4 = 8.627 KN.m, du aux deux paliers.

Le moment max est à l'encastrement des deux volées.

$$M_T = \frac{M_{enc} \times l}{2} = 42.17 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

- **Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion $M_T = 42.17 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau des appuis

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (40 - 6.66) \times (60 - 6.66) = 1778.35 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(40 - 6.66) + (60 - 6.66)] = 173.36 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (article 1.2)

$$A_t = \frac{42.17 \times 10^3 \times 1.7336}{2 \times 0.177835 \times 348} = 5.90 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{uto} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{42.17 \times 10^{-3}}{2 \times 1778.35 \times 10^{-4} \times 0.066} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.79 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 1.81 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{M_T \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{42.17 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 1778.35 \times 10^{-4} \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{M_T \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{42.17 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 1778.35 \times 10^{-4} \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature**

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 5.90 + 5.41 = 8.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 5.90 + 3.078 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.6 + 0.68 = 1.28 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour 1cadre+1 étrier } = 2.01 \text{ cm}^2$$

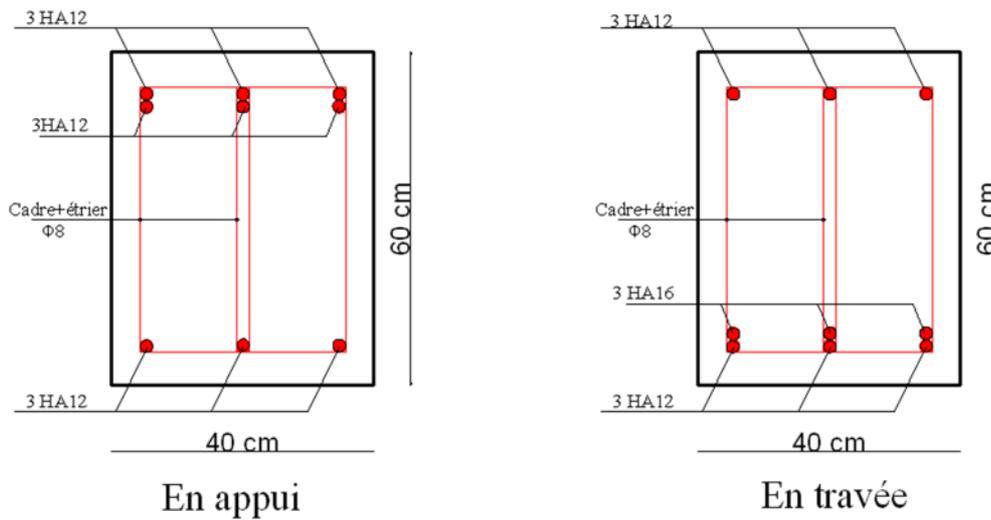


Fig.III.16 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.3. Calcul de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure III.17 avec :

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

• **Hypothèse de calcul :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est nuisible.

Le calcul sera fait en flexion composée.

Evaluation des charges :

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$

– Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 1 = 0.30 \text{ KN}$

– Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1 = 0.40 \text{ KN}$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.413 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN / m}^2$$

• **La force sismique :**

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p . \dots\dots\dots \text{RPA99/v2003 (Art 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, $A = 0.2$).

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

W_p : Poids de l'acrotère.

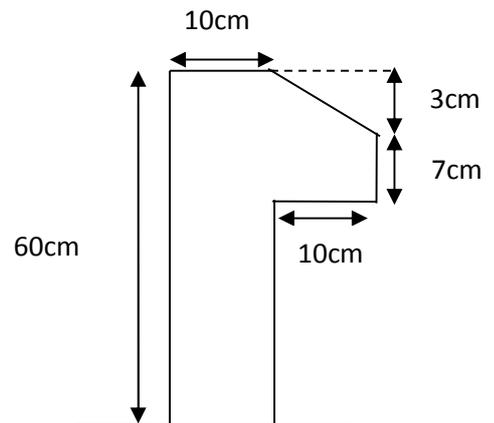


Fig. III.17 Schéma de l'acrotère

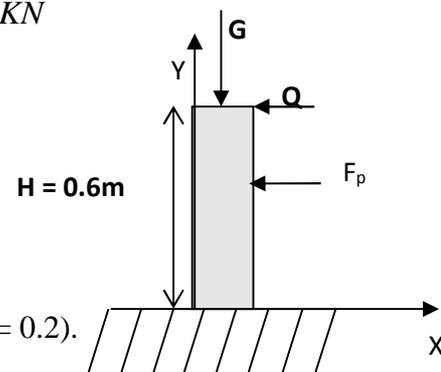


Figure III.18: Schéma statique de l'acrotère

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.413 = 1.544 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{(60 \times 10) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{(60 \times 10) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.014 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.413 \text{ KN} \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$N_{Fp} = 0 \quad M_{Fp} = 1.544 \times Y_g = 1.544 \times 0.33 = 0.51 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

- **Combinaisons d'actions :**

Tab III.27. : Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.413	3.257	2.413
M (KN.m)	1.11	0.9	0.6

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 3.257 \text{ KN} ; M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.257} = 0.276 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \begin{cases} \text{le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central} \\ \text{donc la section est partiellement comprimée, le ferrillage} \\ \text{se fait par assimilation à la flexion simple.} \end{cases}$$

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$\begin{cases} e_a = \max(2cm ; \frac{h}{2}) = 2cm \\ e_2 = \frac{3 \times l_f \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \end{cases} \dots\dots\dots CBA 93(A.4.3.5)$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2$ m

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.276}{0.1}) = 55.2$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.0086$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.0086 + 0.02 = 0.304m$$

• **Ferraillage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.257KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.257 \times 0.304 = 1.107KN$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.107}{3.257} = 0.34m$$

$$e_G = 0.34m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05cm \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

SPC \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

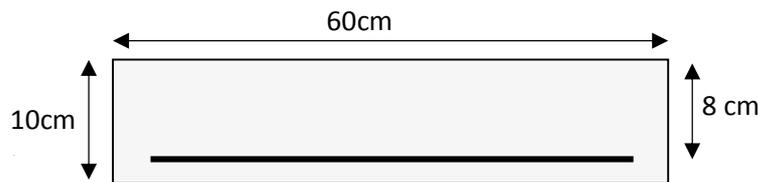


Fig. III.19 : Section à ferrailler.

Selon le BAEL 91:

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{ho}{2}) = 1.013KN .m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.013 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.019$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.023$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.013 \times 10}{348 \times 0.079} = 0.368 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.368 - \frac{3.257 \times 10}{348} = 0.274 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s < A_{min}$ donc on ferraille avec $A_{min} = 0.58 \text{ cm}^2$

Soit : 4T8 = 2.01 cm²

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Armature de répartition :

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

Soit : 4 T6 = 1.13 cm²

– **Vérification des espacements :**

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$

– **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = F_p + Q = 1.544 + 0.6 = 2.144 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.144 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0268 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_u = 0,0268 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

- **Vérification à l'ELS :**

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

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

Avec : $d = 0.08\text{m}$.

$$N_{ser} = 2.413\text{KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6\text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bcA} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,6\text{ MPa}$.

Tel que: $\eta = 1.6$ pour les HR

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

-Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.413} = 0.248\text{ m} \quad ; \quad e_Y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_Y \Rightarrow |c| = 0.248 - 0.05 = 0.198\text{ m}$$

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

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.198^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.198) = -0.12\text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.198^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.198)^2 = -0.015\text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.12 y_c - 0.015 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.12 \leq y_c \leq -0.298$$

$$y_c = -0.209\text{ m}$$

$$y = -0.209 + 0.198 = -0.011\text{ m}$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times (-0.011)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 + 0.011) = -2.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.413 \times 10^{-3} \times 0.011}{-2.14 \times 10^{-4}} = -0.124 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.413 \times 10^{-3}}{-2.14 \times 10^{-4}} (0.08 + 0.011) = -10.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ Mpa}$$

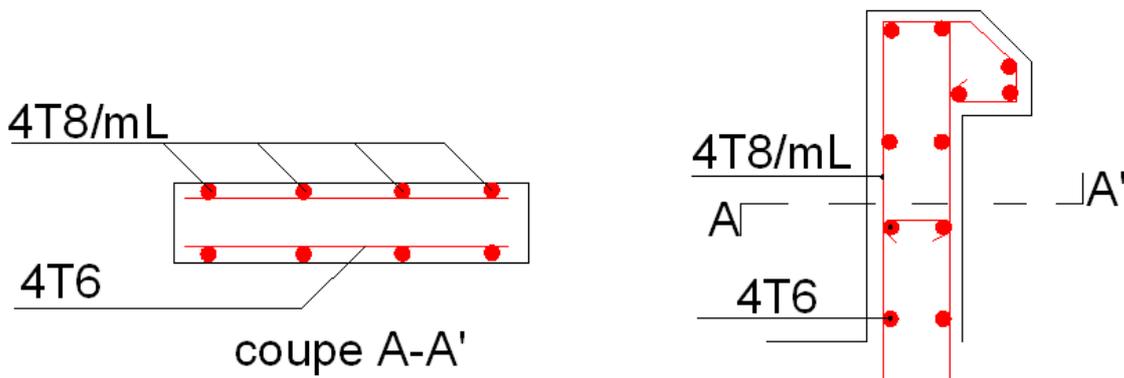


Fig.III.20 : Schéma de ferrailage de l'acrotère:

III.4. Etude de la poutre de chaînage

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour l'acrotère et elle ceinture les façades au niveau du plancher de la terrasse inaccessible. Son calcul se fait à la flexion simple.

- **Dimensionnement**

D'après le *RPA99 version 2003 Art 9.3.3* la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15 \text{ cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de l'acrotère.

$$G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 2.413 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) + 1.5Q \Rightarrow q_u = 7.79 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G_0 + G_1 + Q \Rightarrow q_{ser} = 5.653 \text{ KN/ml}$$

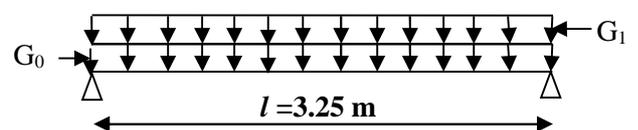


Fig. III.21: Schéma statique de la Poutre de chaînage

Calcul des sollicitations

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u} = \frac{7.79 \times 3.25^2}{8} = 10.28 \text{KN.m} \\ M_{0s} = \frac{5.653 \times 3.25^2}{8} = 7.46 \text{KN.m} \\ V_u = \frac{7.79 \times 3.25}{2} = 12.67 \text{KN} \end{array} \right.$$

En travée $M'_u = 0.85 M_{0u} \Rightarrow M_u' = 8.74 \text{KN.m}$

$$M'_{ser} = 0.85 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}' = 6.34 \text{KN.m}$$

En appuis $M^a_u = -0.5 M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -5.14 \text{KN.m}$

$$M^a_{ser} = -0.5 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -3.73 \text{KN.m}$$

Ferraillage:

Le ferraillage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

	M _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	observation
En travée	8.74	0.91	1.01	3HA10=2.36	Vérifié
En appuis	5.14	0.53	1.01	3HA10=2.36	Vérifié

Tab III.28: Ferraillage de la poutre de chaînage

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.15 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.32 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.32 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 8.57 \text{mm} \quad \text{on adopte } \phi = 6 \text{mm}.$$

On adopte un cadre et un épingle $\phi 6$;

$$\text{Donc } A_t = 3 \phi 6 = 0.85 \text{cm}^2$$

- **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 28.33 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 24.3 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} = -24.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	6.34	7.03	19041	2.34	15	Vérifiée
appui	3.73	5.84	13335	1.63	15	Vérifiée

Tab III.29: vérification des contraintes

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

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

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 < \frac{h}{L} = 0.092 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

• **Schéma de ferrailage :**

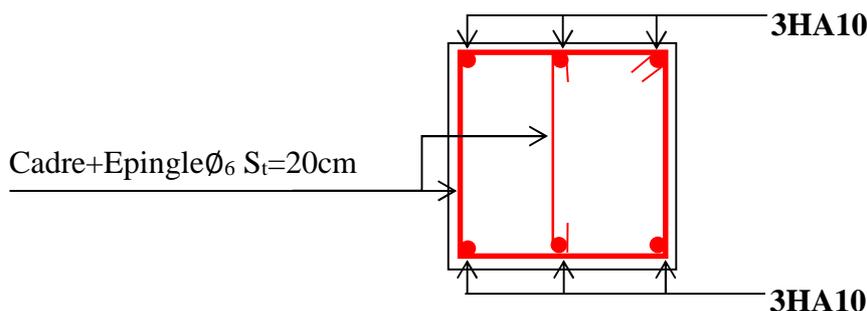


Fig.III.22. Schéma de ferrailage des poutres de chaînages

III.5. Etude de l'ascenseur

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La charge nominale est de 6.3 KN.

D_m : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

Annexe III

P_m : La charge due à la salle machine = 15 KN

F_c : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (180 \times 215 \times 220) \text{ cm}^3$

- **Etude de la dalle de l'ascenseur**

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

Dimensionnement de l'épaisseur : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow 4 \leq e \leq 4.5$

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$, $S = L_x \times L_y$

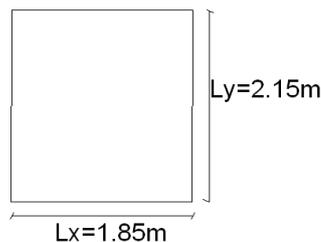


Fig.III.23. Dalle de l'ascenseur.

- **Evaluation des charges et surcharges**

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

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.63 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.87} = 37.47 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 42.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

- **Cas d'une charge répartie**

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 42.1 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 58.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.15} = 0.84 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0517 \times 58.33 \times (1.8)^2 \Rightarrow M_0^x = 9.77 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.52 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.3 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.54 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.93 \text{ KN.m}$

• **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 13 \text{ cm}$.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
travée	x-x'	8.54	0.0186	0,023	0.1783	1.38	1.73
	y-y'	5.7	0.0124	0.016	0.1788	0.92	1.6
appui	y-y'	3.02	0.0065	0.0082	0.1796	0.32	1.73

Tab III.30 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

• **Vérification à l'E.L.U**

– **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.84$

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

– **Calcul des espacements**

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

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

	M_t (KN.m)	M_a (KNm)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.54	3.02	1.38	1.73	0.32	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	5.7	3.02	0.92	1.73	0.32	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

Tab.III.31 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

– Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 0.84 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35 \text{ KN}$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 36.97 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.194 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$ Vérifié

• Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 42.1 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 43.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.18 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.26 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 6.95 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 5.32 \text{ KNm}$

• Vérification des contraintes

- Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b MPa	σ _{adm} MPa	Remarque
Sens x-x	6.95	3.14	3.67	11320	2.25	15	vérifiée
Sens y-y	5.32	3.14	3.67	11320	1.72	15	vérifiée

• Cas d'une charge concentrée

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

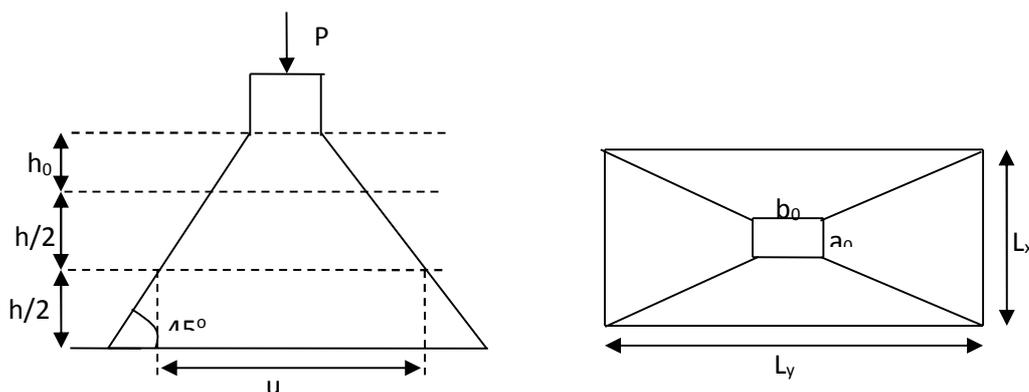


Fig. III.24. : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

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

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

a_0 Et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$; $b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.6KN$$

M_1 et M_2 : Coefficient de **PIGEAUD**

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.84$ **Annexe III**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 8.5 \times 10^{-2}; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{215} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.5 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 7.3 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.6 \times 0.085 = 8.3KNm \\ M_{y1} = 97.6 \times 0.073 = 7.12KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.3KNm \\ M_{y1} = 7.12KNm \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.21 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 7.18KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.20KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.80KNm$$

• Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :
$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.5 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.92 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée :
$$\begin{cases} M_r^y = 0.85 \times 7.92 = 6.73 \text{KNm} \\ M_r^x = 0.85 \times 9.5 = 8.07 \text{KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 9.5 = 2.85 \text{KNm}$

• **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d = 13 \text{cm}$

	M_r (KN.m)	M_a (KN.m)	A_r calculé (cm ² /ml)	A_r^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_r adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.07	2.85	1.47	1.57	0.45	1.57	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	6.73	2.85	1.13	1.57	0.45	1.57	4T10=3.14	4T10=3.14

Tab III.32 : Ferraillage de la dalle de la salle des machines.

• **Vérification à l'E.L.U**

a. Vérification au poinçonnement : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Article H. III.10)

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{cm} ; p_u = 648 \text{KN}$$

Or $p_u = 97.6 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{KN}$. Pas de risque de poinçonnement.

b. Vérification de l'effort tranchant : $b=100 \text{cm}$; $d=13 \text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = 30.123 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.172 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa}$ C'est vérifié.

• **Vérification à l'E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.073) = 7.418 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.085) = 6.507 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.306 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.418 + 1.306 = 8.724 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.507 + 1 = 7.507 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

- **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 8.724 = M_t^x = 7.415 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.507 = M_t^y = 6.381 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times 8.724 = M_a = 2.617 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b MPa	σ _{adm} MPa	Remarque
Sens x-x	7.415	3.14	3.67	11320	2.32	15	vérifiée
Sens y-y	6.381	3.14	3.67	11320	1.78	15	vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes : h : épaisseur de la dalle

L : longueur de la dalle

$$h/l = 0.083 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h/l = 0.083 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0024 < 0.0105$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage est montré sur la figure suivante :

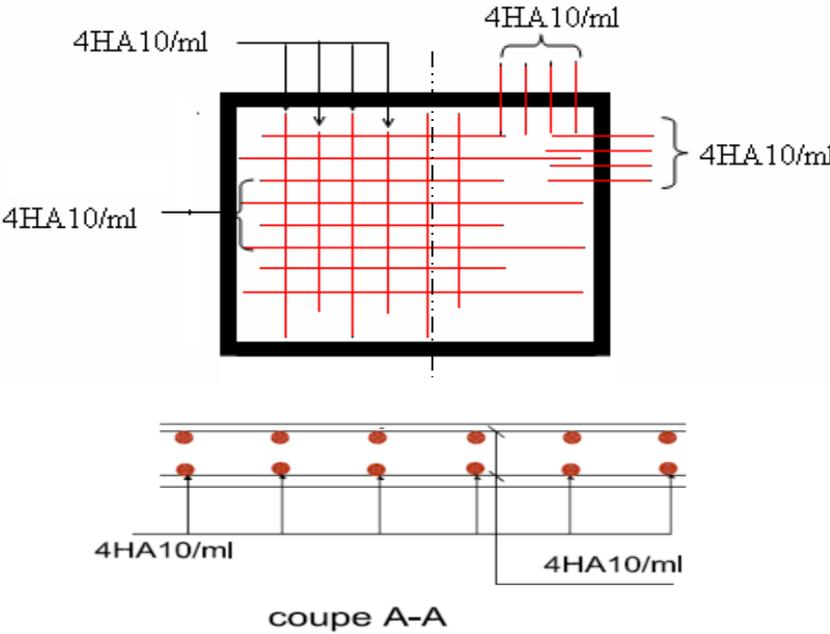


Fig. III.25. Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine.

Chapitre IV :
Etude dynamique

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le *SAP2000*.

IV.1. Méthodes de calcul

Le *RPA99* propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique (La méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse par Accélérogrammes)

IV.1.1. Méthode statique équivalente

- **Principe**

Selon *RPA99.Art (4.2.1)* les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastree dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et ont les mêmes propriétés d'inertie.

- **Condition d'application**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et II_a et 30m en zone II_b et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le *RPA99 (article 4.1.2)*.

• **Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \rightarrow \quad \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, Il est en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte : $R=5$), sa valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99
- **Q** : Facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule (4-4) du RPA 99

$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$, Avec **P_q** est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4) du RPA 99

Tab IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observée	P _q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0
Totale	Q= 1.1	

$Q_x=Q_y= 1.1$

- **W** : Poids total de la structure : $W = \sum_1^{16} W_i$ tel que : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ Avec :

- Avec :
- **W_{Qi}** La charge d'exploitation
 - **W_{Gi}** Les poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.
 - **β** : Coefficient de pondération, Il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.
Usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

D'après le SAP 2000, on trouve $W_{tot} = 44374.42 \text{ KN}$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\begin{cases} T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4} \\ T_2 = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \end{cases} \rightarrow \text{RPA (Formule 4-7)}$$

Avec :

- $h_N = 25.50 \text{ m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
 $\Rightarrow C_T = 0,05 \rightarrow \text{RPA (tableau 4.6)}$
- L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée,
 $L_x = L_y = 23.32 \text{ m}$

Donc : $\begin{cases} T_1 = 0.567 \text{ s} \\ T_2 = 0.475 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T_x = T_y = 0.475 \text{ s}$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est d'après RPA99/2003(art 4.2.4) :

$$T_x = T_y = 1.3 \times \min(0.567; 0.475) = 0.6175 \text{ s}$$

• **Valeur de T_1 et T_2**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99** Tableau 4-7)

Sol meuble \Rightarrow Site (S_3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$

$$T_x = T_y \leq T_2 \Rightarrow D_x = D_y = 2.5\eta \rightarrow \text{RPA99 (Formule 4.2)}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ \rightarrow facteur de correction d'amortissement.

Avec ($\xi\%$) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage, on opte pour le contreventement mixte $\xi = 8.5\%$ \rightarrow **RPA99** (Tableau 4.2)

D'ou : $\eta = 0.816 \Rightarrow D_x = D_y = 2.04$

$$\begin{cases} V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.1}{5} \times 44374.42 = 2987.28 \text{ KN} \\ V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.1}{5} \times 44374.42 = 2987.28 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.1.2. Les méthodes dynamiques

• Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

• Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η: Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Avec le spectre de réponse est donné par l'application *spectre RPA99*

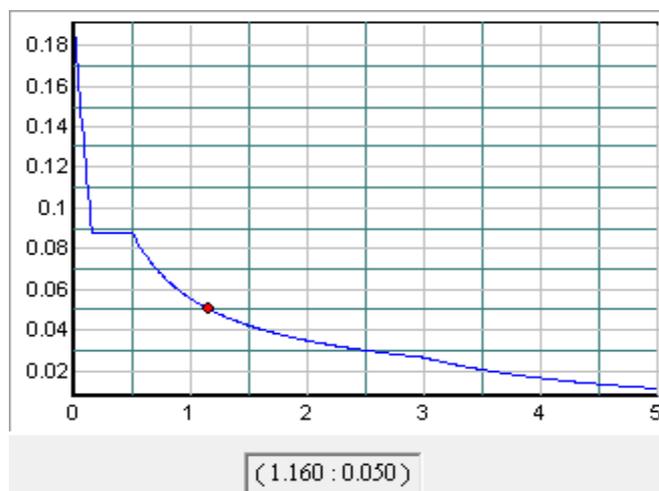


Fig.IV.1 Spectre de réponse

- **Les hypothèses**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.2. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.3. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représenté ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

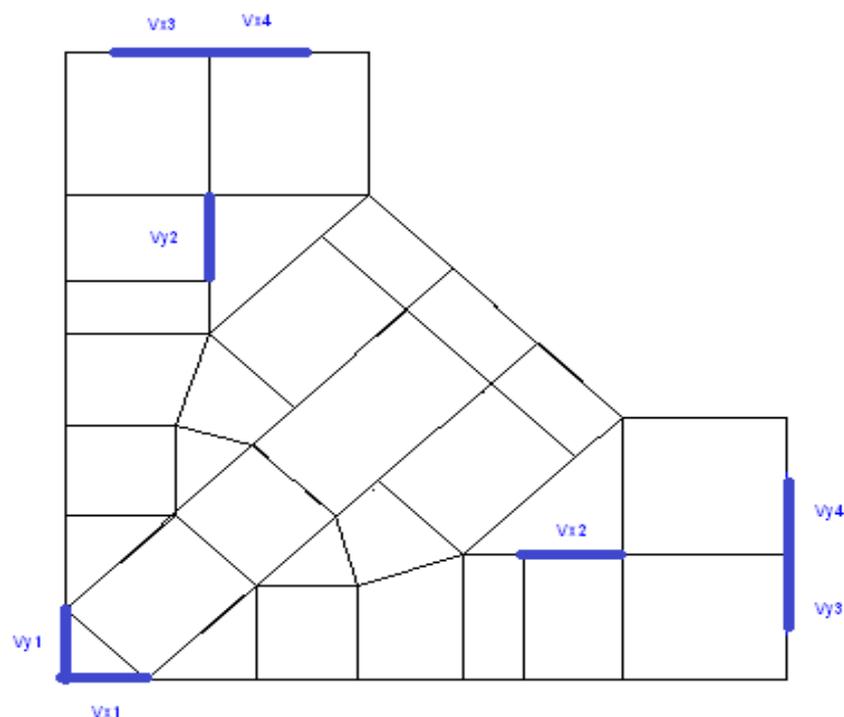


Fig.IV.2 Dispositions des voiles

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

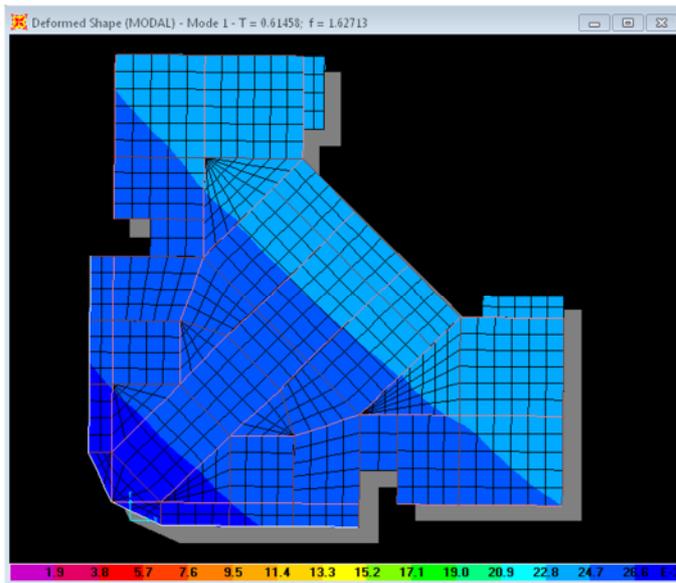


Fig.IV.3 1^{ère} mode de déformation
(Translation suivant x-x)

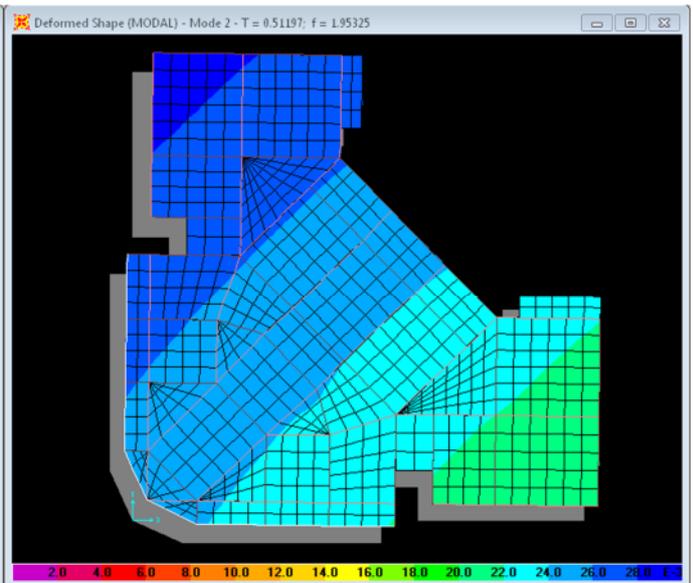


Fig.IV.4 2^{ème} mode de déformation
(Translation suivant y-y)

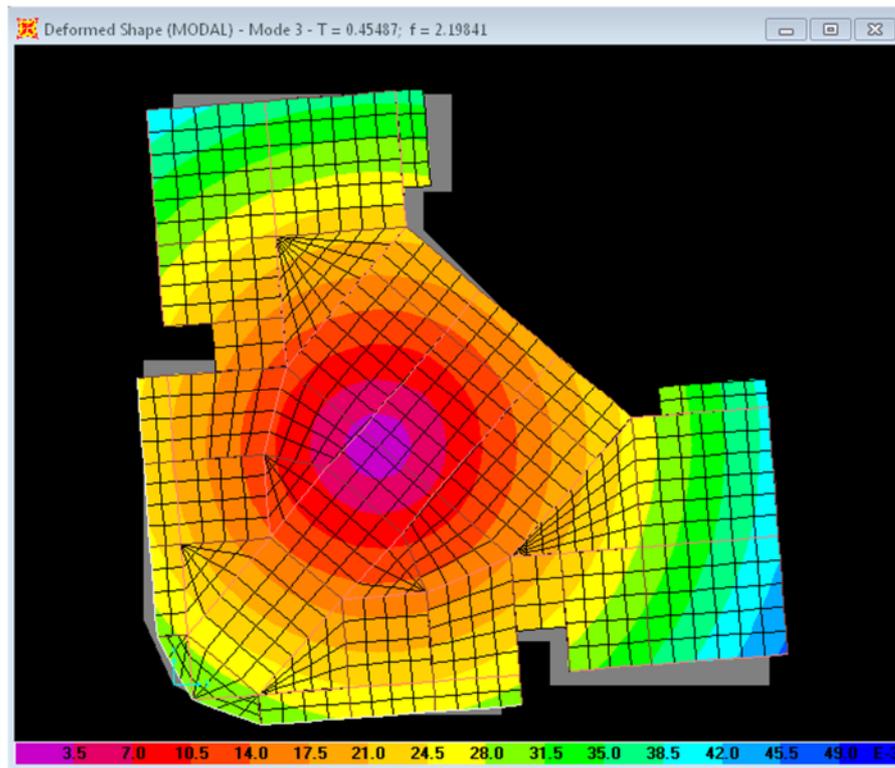


Fig.IV.5 3^{ème} mode de déformation
(Torsion autour de z-z)

VI.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tab IV.2. Période et taux de participation.

	Période (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.6146	0.3836	0.3338	0.0000	0.3836	0.3338	0.0000
2	0.5120	0.3451	0.3848	0.0000	0.7286	0.7186	0.0000
3	0.4549	0.0003	0.0116	0.0000	0.7290	0.7302	0.0000
4	0.3449	0.0000	0.0000	0.0005	0.7290	0.7302	0.0005
5	0.2878	0.0000	0.0000	0.0004	0.7290	0.7302	0.0008
6	0.2842	0.0000	0.0000	0.0000	0.7290	0.7302	0.0009
7	0.2465	0.0000	0.0000	0.0003	0.7290	0.7302	0.0012
8	0.2437	0.0000	0.0000	0.0000	0.7290	0.7302	0.0012
9	0.2311	0.0000	0.0000	0.0000	0.7290	0.7302	0.0012
10	0.1643	0.1015	0.0714	0.0000	0.8304	0.8016	0.0012
11	0.1507	0.0643	0.0937	0.0000	0.8947	0.8953	0.0012
12	0.1394	0.0000	0.0000	0.0008	0.8947	0.8953	0.0020
27	0.1375	0.0000	0.0000	0.0002	0.8947	0.8954	0.0048
28	0.1311	0.0000	0.0000	0.0000	0.8948	0.8954	0.0048

Analyse des résultats :

- Pour la justification des déplacements dans notre structure il faut que la résultante des déplacements de chaque mode soit > 50%.
 - Mode 1 : $U = \sqrt{Ux^2 + Uy^2} = \sqrt{(38.36)^2 + (33.38)^2} = 50.85\%$
 - Mode 2 : $U = \sqrt{Ux^2 + Uy^2} = \sqrt{(34.51)^2 + (38.48)^2} = 51.69\%$
- Pour la justification du taux de participation massique, on remarque que dans notre cas la participation massique n'est pas vérifiée a cause l'influence importante des modes de torsion D'après RPA99/V2003 (art 4-14) si la condition n'est pas satisfaite le nombre de (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ sec}$
 Où : N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.
 $K \approx 9$ si on prend $K = 10 \rightarrow T_{10} = 0.1643 \text{ sec} < 0.20 \text{ sec}$
 Alors le nombre de modes à retenir est : 10 modes.

VI.4.2. Justification de l'interaction portiques-voiles

• **Sous charges verticales**

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tab IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveau	Charges repris (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
RDC	43308.889	5459.438	88.805	11.195
1^{ère} étage	33783.2	7997.785	80.858	19.142
2^{ème} étage	28253.011	6878.396	80.421	19.579
3^{ème} étage	23689.202	5666.485	80.697	19.303
4^{ème} étage	18633.545	4425.575	80.808	19.192
5^{ème} étage	13869.645	3411.431	80.259	19.741
6^{ème} étage	9030.982	2071.502	81.342	18.658
7^{ème} étage	4692.187	1387.466	77.179	22.821

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est presque vérifiée sauf pour le dernier étage. Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des voiles comme suit :

{ Voile de 20 cm : RDC, 1^{ère} et 3^{ème} étage
 { Voile de 15 cm : 3^{ème} étage au 7^{ème} étage

• **Sous charges horizontales**

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tab IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Port (KN)	Voiles (KN)	Port %	Voiles %	Port (KN)	Voiles (KN)	Port %	Voiles %
RDC	1677.28	1775.12	48.583	51.417	1729.05	1761.51	49.535	50.465
1 ^{ère} étage	1013.68	2012.28	33.499	66.501	1000.74	2046.30	32.843	67.157
2 ^{ème} étage	1039.97	1664.45	38.454	61.546	1021.29	1617.76	38.699	61.301
3 ^{ème} étage	1217.87	1250.50	49.339	50.661	1209.45	1287.87	48.430	51.570
4 ^{ème} étage	1037.34	1011.17	50.639	49.361	1015.74	961.19	51.380	48.620
5 ^{ème} étage	1033.63	706.46	59.401	40.599	1029.48	717.05	58.944	41.056
6 ^{ème} étage	771.10	281.89	73.229	26.771	758.10	414.76	64.637	35.363
7 ^{ème} étage	885.73	224.46	79.782	20.218	886.20	222.51	79.931	20.069

- Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée pour tous les étages.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, 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} .

Tab IV.5: Vérification de la résultante des forces

	$V_{st}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	$V_{dyn}/V_{stat}(KN)$	Observation
Sens xx	2987.28	3452.32	1.15 > 0.8	Vérifiée
Sens yy	2987.28	3490.07	1.16 > 0.8	Vérifiée

- Analyse des résultats

La condition est vérifiée, donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

VI.4.4. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99 (Article 4.19)}$$

$$\text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e \quad \text{RPA99 (Article 5.10)}$$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tab IV.6 Vérification des déplacements selon xx

	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\Delta k/hk$ (%)	Remarque
RDC	4.08	0.001	0.0035	0	0.0035	0.000857843	<i>vérifiée</i>
1^{ère} étage	3.06	0.0022	0.0077	0.0035	0.0042	0.001372549	<i>vérifiée</i>
2^{ème} étage	3.06	0.0038	0.0133	0.0077	0.0056	0.001830065	<i>vérifiée</i>
3^{ème} étage	3.06	0.0054	0.0189	0.0133	0.0056	0.001830065	<i>vérifiée</i>
4^{ème} étage	3.06	0.0071	0.02485	0.0189	0.00595	0.001944444	<i>vérifiée</i>
5^{ème} étage	3.06	0.0088	0.0308	0.02485	0.00595	0.001944444	<i>vérifiée</i>
6^{ème} étage	3.06	0.0104	0.0364	0.0308	0.0056	0.001830065	<i>vérifiée</i>
7^{ème} étage	3.06	0.0118	0.0413	0.0364	0.0049	0.001601307	<i>vérifiée</i>

Tab IV.7 Vérification des déplacements selon yy

	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\Delta k/hk$ (%)	Remarque
RDC	4.08	0.001	0.0035	0	0.0035	0.000857843	<i>vérifiée</i>
1^{ère} étage	3.06	0.0023	0.00805	0.0035	0.00455	0.001486928	<i>vérifiée</i>
2^{ème} étage	3.06	0.0039	0.01365	0.00805	0.0056	0.001830065	<i>vérifiée</i>
3^{ème} étage	3.06	0.0056	0.0196	0.01365	0.00595	0.001944444	<i>vérifiée</i>
4^{ème} étage	3.06	0.0074	0.0259	0.0196	0.0063	0.002058824	<i>vérifiée</i>
5^{ème} étage	3.06	0.0091	0.03185	0.0259	0.00595	0.001944444	<i>vérifiée</i>
6^{ème} étage	3.06	0.0107	0.03745	0.03185	0.0056	0.001830065	<i>vérifiée</i>
7^{ème} étage	3.06	0.0122	0.0427	0.03745	0.00525	0.001715686	<i>vérifiée</i>

- Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\begin{cases} \text{Sens } xx : \Delta_{k \max} = 0,85 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3,06 \text{ cm} \\ \text{Sens } yy : \Delta_{k \max} = 0,85 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3,06 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad RPA99/2003(Article 5.9)$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta}$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tab IV.8 Vérification a L'effet P-Δ

	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
RDC	4.08	48768.327	0.0035	3452.39	0.012	0.0035	3490.56	0.012
1^{ère} étage	3.06	41780.985	0.0042	3025.96	0.019	0.00455	3047.04	0.020
2^{ème} étage	3.06	35131.407	0.0056	2704.42	0.024	0.0056	2639.05	0.024
3^{ème} étage	3.06	29355.687	0.0056	2468.37	0.022	0.00595	2497.32	0.023
4^{ème} étage	3.06	23059.12	0.00595	2048.51	0.022	0.0063	1976.93	0.024
5^{ème} étage	3.06	17281.076	0.00595	1740.09	0.019	0.00595	1746.52	0.019
6^{ème} étage	3.06	11102.484	0.0056	1052.99	0.019	0.0056	1172.86	0.017
7^{ème} étage	3.06	6079.653	0.0049	1110.19	0.009	0.00525	1108.71	0.009

- Analyse des résultats

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 alors l'effet P-Δ peut être négligé.

VI.4.6. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton. La formule utilise

est la suivante :
$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots\dots RPA 99 (Article 7.1.3.3)$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.
- B_c : L'aire brute du poteau.

Tab IV.9 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	B _c (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC	65×65	4225	1874.556	0.17747276	vérifiée
1 ^{ème} étage	65×65	4225	1111.45	0.10522604	vérifiée
2 ^{ème} étage	60×60	3600	941.613	0.10462367	vérifiée
3 ^{ème} étage	60×60	3600	825.706	0.09174511	vérifiée
4 ^{ème} étages	55×55	3025	643.344	0.08507028	vérifiée
5 ^{ème} étages	55×55	3025	473.425	0.06260165	vérifiée
6 ^{ème} étages	50×50	2500	358.233	0.05731728	vérifiée
7 ^{ème} étages	50×50	2500	189.984	0.03039744	vérifiée

Conclusion :

Après avoir essayé plusieurs dispositions des voiles nous avons opté à une 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, dépendent 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

Chapitre V :
Etude des éléments

Chapitre V :
structuraux

Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- * $1.35G+1.5Q$; $G+Q+E$; $0,8G+E$
- * $G+Q$; $G+Q-E$; $0,8G-E$

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

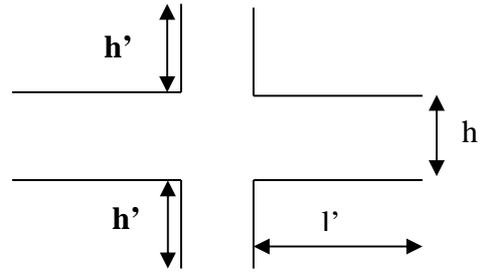


Fig.V.1 : Zone nodale

• **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{ere} étage	65×65	33.8	169	253.5
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	60×60	28.8	144	216
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	55×55	24.2	121	181.5
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	50×50	20.0	100	150

b. **Les armatures transversales**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec

- V_u : 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'élancement 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 :

$$\begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_l \end{cases}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_l) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_l) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

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 10ϕ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel *Sap2000* qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.2 Sollicitations dans les poteaux

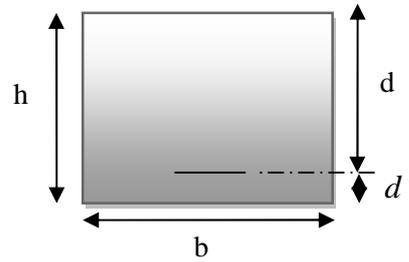
Niveau	section	N_{\max} et M_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	65×65	3398.034	155.0728	15.155	79.4697	1331.448	175.147
1^{ere} étage	65×65	155.0728	74.9334	12.663	44.9179	1193.382	175.5847
2^{eme} étage	60×60	1355.29	55.3468	7.216	32.2745	496.511	135.2921
3^{eme} étage	60×60	1066.152	20.1572	3.39	40.7287	825.319	187.8839
4^{eme} étage	55×55	836.892	16.1758	1.596	33.2056	419.614	133.9085
5^{eme} étage	55×55	630.716	23.9651	18.785	31.9673	449.727	158.1668
6^{eme} étage	50×50	419.207	14.7125	8.334	17.2294	163.331	110.1155
7^{eme} étage	50×50	241.034	19.4289	1.873	28.4871	81.547	123.2276

V.1.3. Ferrailage des armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Soit le poteau de RDC (65*65) :

$$\begin{cases} b = 65\text{cm} ; h = 65\text{cm} \\ d = 60\text{cm} ; d' = 5\text{cm} \\ f_{c28} = 25\text{ Mpa} \\ \text{acier Fe E400} \end{cases}$$



1) Calcul sous : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

$$N^{max} = 3398.034\text{ KN} \Rightarrow M^{corr} = 155.073\text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{155.073}{3398.034} = 4.56\text{cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5\text{ cm}$$

c à l'intérieur de la section

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2) = 1089.53\text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_u (d - d') - M_{uA} = 0.78\text{ MN.m} \\ (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1.39\text{ MN.m} \end{cases} \Rightarrow 0.78 < 1.39$$

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{779.39 \times 10^{-3}}{18.47 \times 065^2 \times 0.35} = 0.328 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.517$$

$$\xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1 - 0.514}{0.514} \right) = 3.31\% < \xi_l = 1.74\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{ MPa}$$

Calcul de A :

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.476\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 57.22\text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 57.22 \times 10^{-4} - \frac{3398.034 \times 10^{-3}}{400} = -27.72\text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0$$

2) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max} = 79.47 \text{ KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 53,40 \text{ KN} \Rightarrow$ sous la combinaison $G + Q + Ey$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79.47}{15.155} = 524.38 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm} \Rightarrow C \text{ en d'hors de la section}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2) = 83.64 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_u (d - d') - M_{uA} = -0.0753 \text{ MN.m} \\ (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1.39 \text{ MN.m} \end{cases} \Rightarrow -0.0753 \text{ MN.m} < 1.39 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0.025 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A ; \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{sc} = 1.142 > \xi_l \Rightarrow f_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_{s=1}} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.031 \longrightarrow Z = 59.24 \text{ cm} \longrightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 3.53 \text{ cm}^2$$

En revient à la Flexion composée

$$A = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.53 \times 10^{-4} - \frac{15.155 \times 10^{-3}}{400} = 3,15 \text{ cm}^2$$

3) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

$M_{\text{correspond}} = 175.15 \text{ KN.m}$, $N_{\min} = 1331.45 \text{ KN} \Rightarrow$ sous la combinaison $0.8G + Ey$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{175.15}{1331.45} = 13.15 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm} \Rightarrow C \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$M_{uA} = 541.29 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_u (d - d') - M_{uA} = 0.191 \text{ MN.m} \\ (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1.39 \text{ MN.m} \end{cases} \Rightarrow 0.191 \text{ MN.m} < 1.39 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0.162 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{s=1}} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 0.222 ; Z = 54.66 \text{ cm} ; A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 24.75 \text{ cm}^2$$

En revient à la Flexion composée

$$A = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 24.75 - \frac{1331.45 \times 10^{-3}}{400} = -8.53 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V. 3 Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section	A_{cal} Robot expert BA (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
RDC	65×65	35.40	33.8	4HA20+12HA16=36.7
1^{ere} étage	65×65	23.0	33.8	4HA20+12HA16=36.7
2^{eme} étages	60×60	19.2	28.8	16HA16=32.17
3^{eme} étages	60×60	25.4	28.8	16HA16=32.17
4^{eme} étages	55×55	16.8	24.2	4HA16+12HA14=24.88
5^{eme} étage	55×55	21.4	24.2	4HA16+12HA14=24.88
6^{eme} étages	50×50	19.6	20.0	8HA14+8HA12=21,37
7^{eme} étages	50×50	18.87	20.0	8HA14+8HA12=21.37

V.1.4. Ferrailage des armatures transversales

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (65×65) cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_f \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 4.08}{0.65} = 4.39 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

- **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{l_{min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_{l_{min}} = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

- **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g < 5$ d'où :

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (10 \times 65) = 3.25 \text{ cm}^2$

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (15 \times 65) = 4.87 \text{ cm}^2$

- D'où : $A_t = \frac{3.75 \times 211.38 \times 10^{-3} \times 15}{65 \times 400} = 4.57 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 2cadre HA10 + 2cadre HA8=5.15 cm²

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.4. Armatures transversales des poteaux.

Niveau	RDC	1 ^{ere} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages
Section (cm ²)	65x65	65x65	60x60	55x55	50x50
$\phi_{l.\max}$ (cm)	2	2	1.6	1.6	1.4
$\phi_{l.\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2
L_0 (cm)	408	306	306	306	306
L_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.39	3.29	3.57	3.89	4.28
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V_u (KN)	211.38	169.15	166.64	146.44	99.98
L_r (cm)	80	80	64	64	56
S_i (cm)	z.nodale	10	10	10	10
	z.courante	15	15	15	15
A_t^{\min} (cm)	z.nodale	3.25	3.25	3	2.75
	z.courante	4.87	4.87	4.5	4.12
A^t (cm ²)	4.57	3.65	3.89	3.74	2.81
$A^t_{\text{adopté}}$ (cm ²)	5.15	5.15	4.59	4.59	4.02
N ^{bre} des cadres	4T10 + 4T8	4T10 + 4T8	2T10 + 6T8	2T10 + 6T8	8T8

Conformément aux règles du RPA 99/version2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans ce cas.

V.1.5. Vérifications

V.1.5.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 1874.55 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.85 \text{ m} \rightarrow \lambda = 15.17 < 50 \rightarrow \alpha = 0.819$$

$$B_r = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.397 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.819 \times \left[\frac{0.397 \times 25 \times 10^{+3}}{0.9 \times 1.5} + \frac{36.7 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 6022.21 \text{ KN}.$$

$$N_d = 4711,14 \text{ KN} < 14235,66 \text{ KN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V.5 Vérification au flambement des poteaux

Niveau	L ₀ (m)	L _f (m)	I (m ⁴) ×10 ⁻²	i(m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nd (KN)
RDC	4.08	2.85	3,41	0,23	9,30	0,838	36.7	0,6084	10969.02	3773.29
1^{ere} étage	3.06	2.14	2,64	0,22	9,73	0,837	36.7	0,5329	10692.27	3167.09
2^{eme} et 3^{eme} étages	3.06	2.14	2	0,2	10,7	0,834	32.17	0,4624	9339.24	2572,28
4^{eme}, 5^{eme} étages	3.06	2.14	1,49	0,19	11,26	0,833	24.88	0,3969	7214.83	1993,55
6^{eme}, 7^{eme} étages	3.06	2.14	1,08	0,17	12,59	0,829	21.37	0,3364	6167.15	1431,23

On remarque bien que $N_{max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.5.2. Vérification des contraintes de compression

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 $\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc1} &= \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.} \\ \sigma_{bc2} &= \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.} \end{aligned} \right.$$

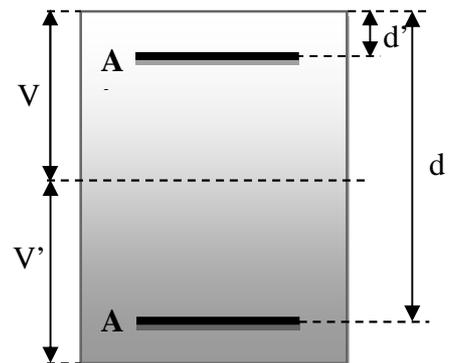
$B = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogène).

$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$

$V = \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d) \right] \times \frac{1}{B}$ et $V' = h - V$

$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

	section	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC, 1^{er} étages	65x65	0.60	36.7	32.5	32.5	0.019	1370.81	5.036	2.94	2.77	15
2^{eme}, 3^{eme} étages	60x60	0.55	32.17	30	30	0.014	952.97	8.83	2.52	2.15	15
4^{eme}, 5^{eme} étages	55x55	0.50	24.88	27.5	27.5	0.01	611.88	11.21	2.11	1.49	15
6^{eme}, 7^{eme} étages	50x50	0.50	21.37	25	25	0.0065	306.99	10.71	1.52	0.68	15

V.1.5.3. Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version2003 (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 : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \rightarrow \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 \rightarrow \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.7 Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
RDC	65x65	2.856	4.39	0,04	0.60	211.38	0.542	1	Vérifier
1^{eme} étage	65x65	2.142	3.295	0,04	0.60	169.46	0.434	1	Vérifier
2^{eme}, 3^{eme} étages	60x60	2.142	3.57	0,04	0.55	166.64	0.505	1	Vérifier
4^{eme}, 5^{eme} étages	55x55	2.142	3.89	0,04	0.50	146.44	0.532	1	Vérifier
6^{eme}, 7^{eme} étages	50x50	2.142	4.28	0,04	0.45	100.00	0.444	1	Vérifier

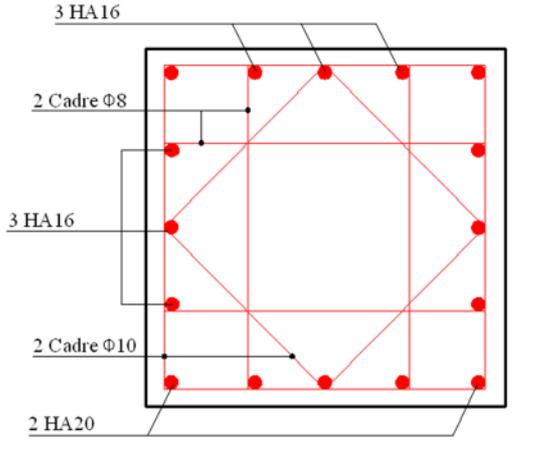
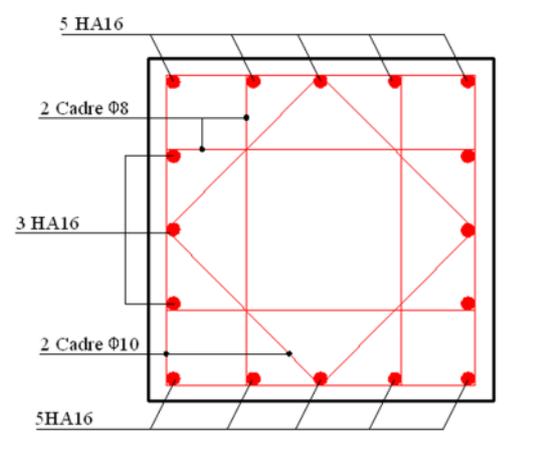
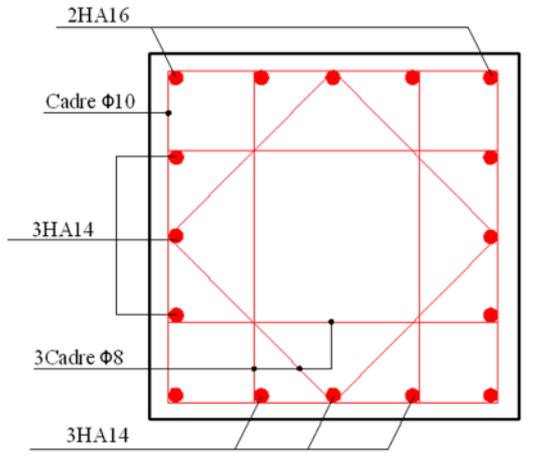
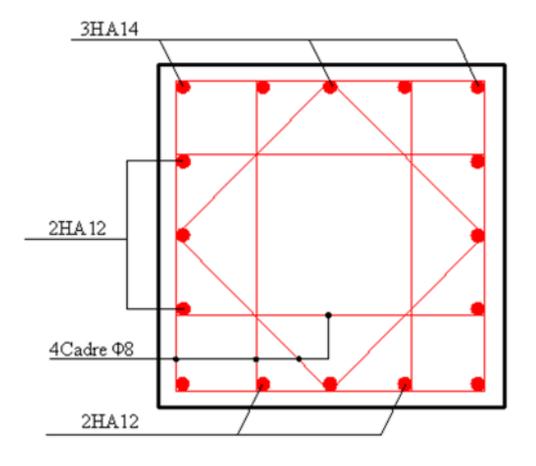
V.1.6. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement (L_r)**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : L_r ≥ 40 × φ

$$\begin{cases} \phi_l = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 50\text{cm} \\ \phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 60\text{cm} \\ \phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 65\text{cm} \\ \phi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 80\text{cm} \end{cases}$$

Fig. V.2 Schéma de ferrailage des poteaux.

RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage
 <p>3 HA16 2 Cadre $\Phi 8$ 3 HA16 2 Cadre $\Phi 10$ 2 HA20</p>	 <p>5 HA16 2 Cadre $\Phi 8$ 3 HA16 2 Cadre $\Phi 10$ 5 HA16</p>
Poteaux 65×65	Poteaux 60×60
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
 <p>2 HA16 Cadre $\Phi 10$ 3 HA14 3 Cadre $\Phi 8$ 3 HA14</p>	 <p>3 HA14 2 HA12 4 Cadre $\Phi 8$ 2 HA12</p>
Poteaux 55×55	Poteaux 50×50

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales ($30 \times 45 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($30 \times 40 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

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/version2003* suivantes :

- * $1.35G+1.5Q$ * $G+Q+E$ * $0.8G+E$
- * $G+Q$ * $G+Q-E$ * $0.8G-E$

V.2.1. Les recommandations du RPA99/version2003

- **Les armatures longitudinales**
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% b \times h$ en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - * $4\% b \times h$ En zone courante.
 - * $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
 - La longueur minimale des recouvrements est de :
 - $40\phi_{\max}$ en zone IIa avec : ϕ_{\max} est le diamètre maximale utilisé.
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la *Figure V.4*, 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.
 - Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
 - On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
 - Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

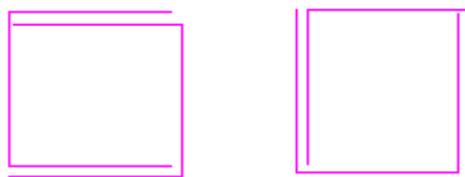


Fig.V.3 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

- **Les armatures transversales**
 - La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$
 - L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12\phi_t)$
 - En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$, avec : h est la hauteur de la poutre

- 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.2.2 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99 V2003

Tab V.8 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	z. recouvrement
Principale	30×45	6.75	54	81
Secondaire	30×40	6.00	48	72

V.2.3. Sollicitations de calculs

Tab V.9 Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V (KN)
Etages courants	92.21	-151.72	152.52	67.02	-111.59	132.98
Terrasse inaccessible	85.78	-140.98	135.77	66.79	-122.67	144.18

V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) sous la combinaison $G+Q+E$ (étage courant)

Tab V.10 : calcul de ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adopté} (cm ²)
Armatures en travée	92.21	0.087	0.114	0.4	5.77	6.75	3HA14+2HA12=6.88
Armatures en appui	151.72	0.143	0.194	0.387	9.867		3HA16+3HA14=10.65

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau suivant :

Tab V.11 Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
Etages courants	Principales	(30×45)	Appuis	9.867	6.75	3HA16+3HA14=10.65
			travées	5.77		3HA14+2HA12=6.88
	Secondaires	(30×40)	Appuis	9.71	6.00	3HA16+3HA14=10.65
			travées	5.55		3HA14+2HA12=6.88
Terrasse inaccessible	Principales	(30×45)	Appuis	9.10	6.75	6HA14=9.24
			travées	5.5		3HA14+2HA12=6.79
	Secondaires	(30×40)	Appuis	9.08	6.00	6HA14=9.24
			travées	4.73		3HA14+2HA12=6.88

- **Longueur de recouvrement**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\begin{cases} \phi_t = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 65\text{cm} \\ \phi_t = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 60\text{cm} \\ \phi_t = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 50\text{cm} \end{cases}$$

V.2.5. Ferrailage des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_{t\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.285; 3) = 1.2\text{cm} ; \text{ Donc on prend } \phi_t = 8\text{mm}$$

Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.142; 3) = 1.142\text{cm} ; \text{ Donc on prend } \phi_t = 8\text{mm}$$

Donc on prend **4T8** = 2.01 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

- **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

$$- \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t\min}\right)$$

Poutres principales : $S_t \leq \min(11.25; 14.4)$; Soit : **S_t = 10 cm**

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 14.4)$; Soit : **S_t = 10 cm**

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = \mathbf{15cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$ Soit : $S_t = \mathbf{15cm}$

• **Section minimal d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

V.2.6. Vérification

V.2.6.1. Vérification à l'ELU

• **Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1,63 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1,45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Tab V.12 Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	152.52	1.21	Vérifiée
Poutres secondaires	144.18	1.3	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- En appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _l (cm ²) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})}{f_e}$ (cm ²)	Observation
Principale	10.65	152.52	151.72	3.81	-6.22	Vérifiée
Secondaires	10.65	144.18	122.668	3.60	-5.60	Vérifiée

V.2.6.2. Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

Tab V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

Poutres	Élément	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	93.41	16.48	148799	10.34	15	vérifiée
	Travée	46.62	13.83	107275	6.01	15	vérifiée
Secondaires	Appui	84.42	15.22	111037	11.57	15	vérifiée
	Travée	37.56	12.88	81406.31	5.94	15	vérifiée

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

✓ **Poutres principales**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{535} = 0,084 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{45}{5,35} = 0,08 \geq \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{6,79}{30 \times 42} = 5,83 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{510} = 0,078 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{40}{510} = 0,085 \geq \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{6,79}{30 \times 37} = 6,12 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.6.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, qui sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

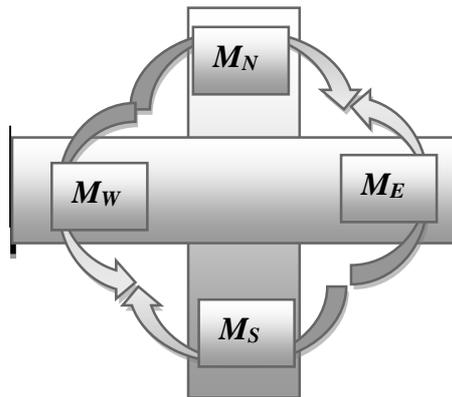


Fig.V.4 : Les moments dans la zone nodale.

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,90 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.15 Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
65×65	58,5	36.7	750.97
60×60	54	32.17	604.54
55*55	49,5	24.88	428.58
50*50	45	21.37	334.65

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.16 Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P (30×45)	40.5	10.65	150.10
	P.S (30×40)	36	6.79	85.07
Terrasse inaccessible	P.P (30×45)	40.5	9.24	130.23
	P.S (30×40)	36	6.79	85.07

V.2.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tab V.17 : Vérification de la zone nodale.

Niveaux	plan	M _S	M _N	M _w = M _E	M _N +M _S	1.25 (M _w +M _E)	Vérification
		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
RDC	PP	750.97	750.97	150.10	1501.94	375.25	Vérifiée
	PS			87.07		217.67	Vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	750.97	750.97	150.10	1501.94	375.25	Vérifiée
	PS			87.07		217.67	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	750.97	604.54	150.10	1355.51	375.25	Vérifiée
	PS			87.07		217.67	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	604.54	604.54	150.10	1209.08	375.25	Vérifiée
	PS			87.07		217.67	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	604.54	428.58	150.10	1033.12	375.25	Vérifiée
	PS			87.07		217.67	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	428.58	428.58	150.10	857.16	375.25	Vérifiée
	PS			87.07		217.67	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	428.58	334.65	150.10	763.23	375.25	Vérifiée
	PS			87.07		217.67	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	334.65	334.65	130.23	669.3	325.57	Vérifiée
	PS			85.07		217.67	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC

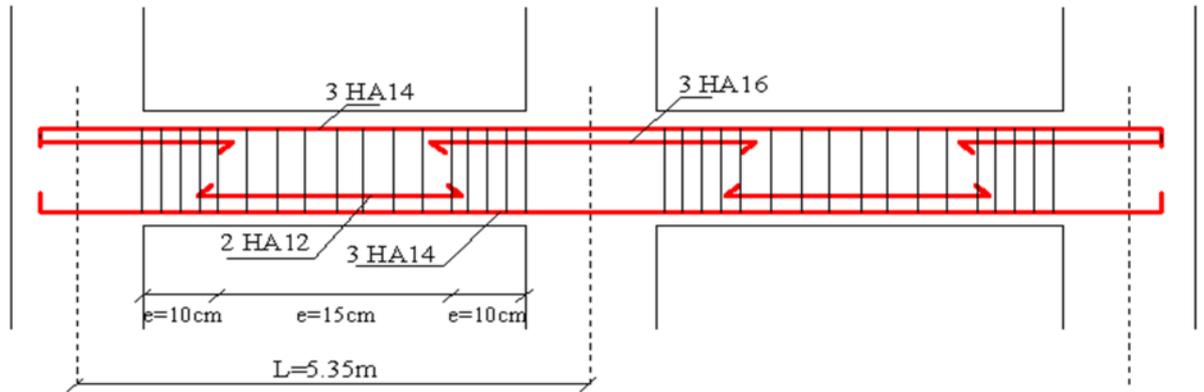
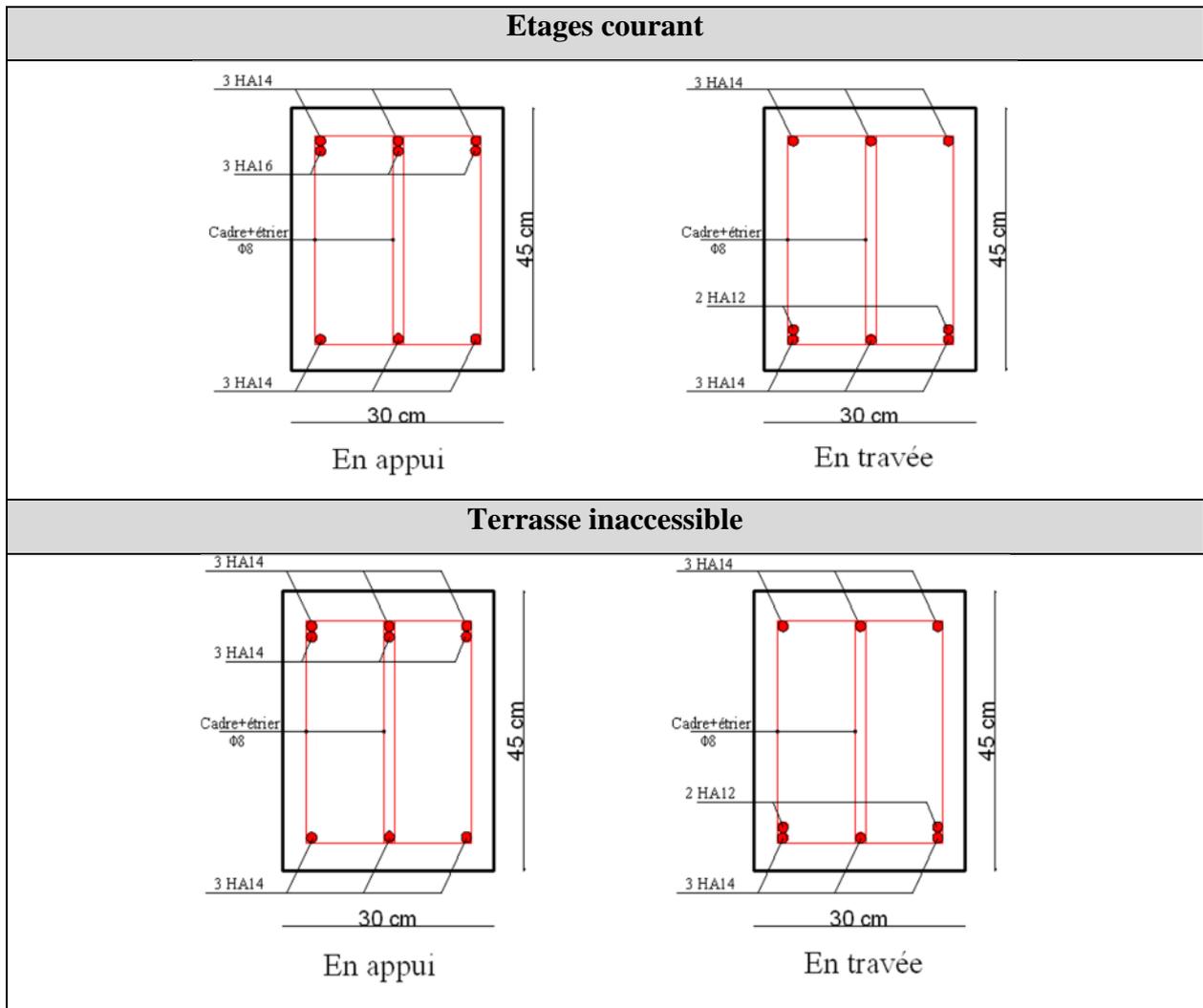


Fig.V.5 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres

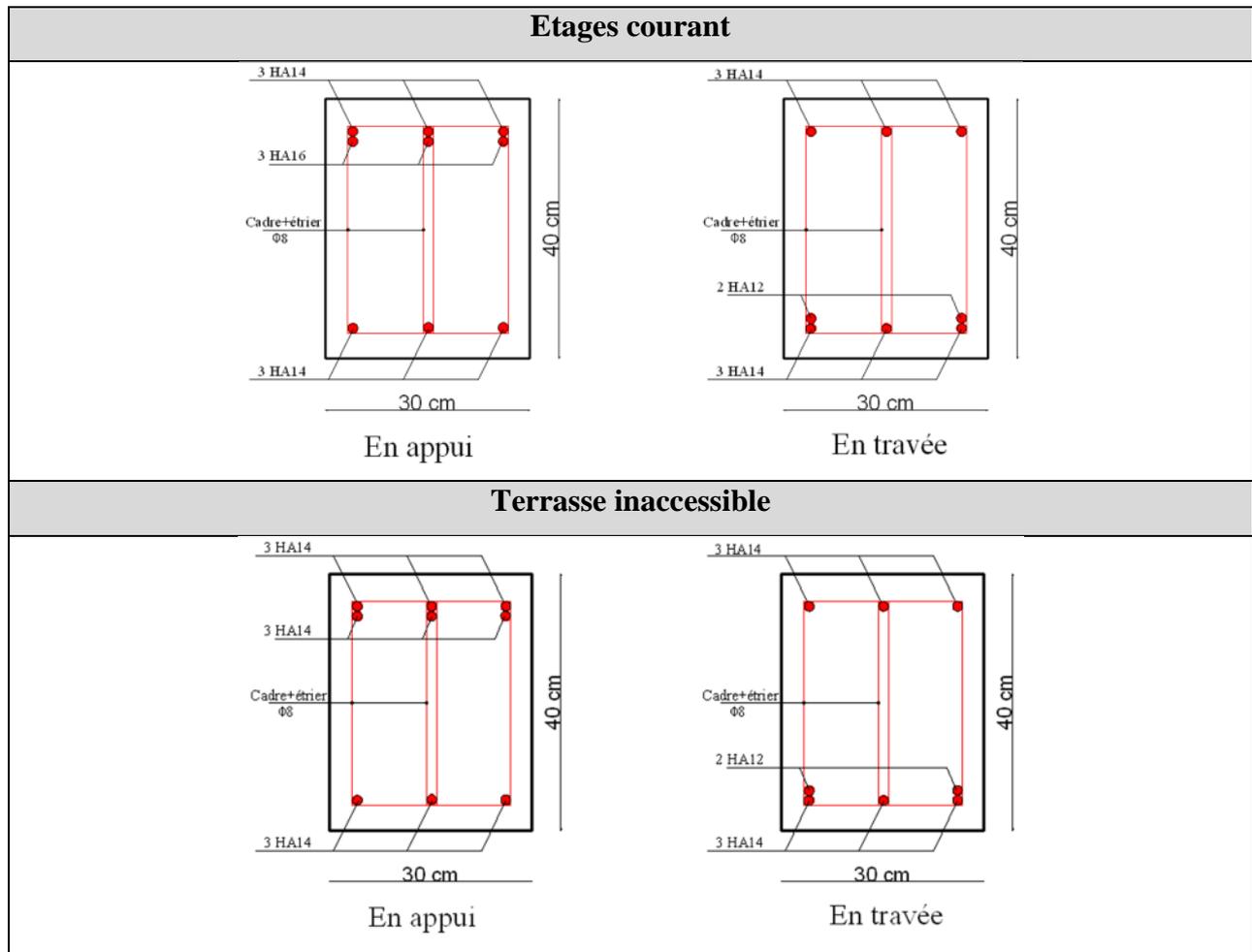
1) Poutres principales

Fig.V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales



2) Poutres secondaires

Fig.V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires



V.3. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.

- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel *SAP2000* dans l'ordre suivant :

$$\begin{array}{lll}
 * & 1.35G+1.5Q & * & G+Q+E & * & 0.8G+E \\
 * & G+Q & * & G+Q-E & * & 0.8G-E
 \end{array}$$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

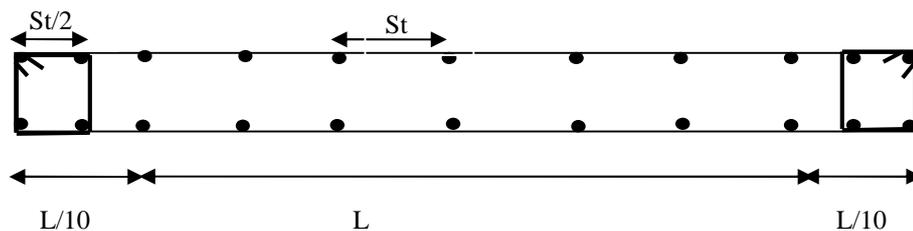


Fig.V.8 Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

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) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$; avec $V = 1.4V_u$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$\checkmark \quad A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \quad \text{dans la zone extrême de voile.}$$

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

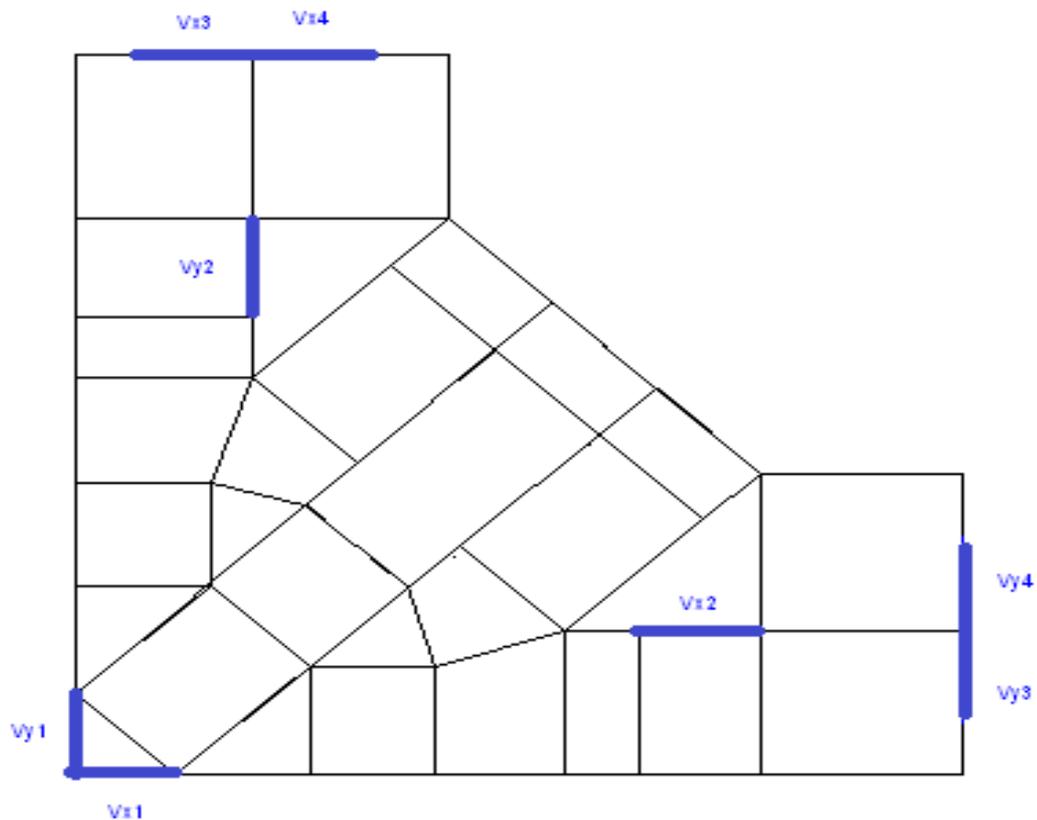


Fig.V.9 Schéma de répartition des voiles

V.3.2 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

• Sens x-x

Tab V.18 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}=2.57$ m

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
e=20cm	RDC	1910.49	575.26	909.54	1672.83	32.25	880.04	483.35
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1419.69	147.15	218.57	1259.28	4.45	61.47	506.87
e=15cm	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	745.04	138.70	226.77	663.12	60.92	72.36	321.86
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	399.94	79.62	271.21	364.05	121.52	98.07	180.29
	7 ^{ème} étages	189.86	76.77	76.77	189.86	27.17	64.51	104.62

Tab V.19 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}=3.2$ m

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
e=20cm	RDC	1912.62	15.12	1562.93	1655.75	730.23	1545.36	584.22
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1675.76	59.96	491.63	1468.04	620.27	419.46	556.34
e=15cm	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	1151.00	70.80	290.78	1003.70	430.12	205.41	339.36
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	717.67	99.05	340.81	614.90	281.23	220.69	190.65
	7 ^{ème} étages	325.52	16.23	135.28	268.48	140.24	116.90	123.43

Tab V.20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3}=2.8$ m.

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
e=20cm	RDC	2065.57	606.33	1206.30	2665.57	173.33	588.76	469.02
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1729.10	534.43	534.43	1729.10	77.1	243.22	410.93
e=15cm	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	830.48	278.72	278.72	830.48	39.99	239.22	281.37
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	523.31	218.84	341.92	252.48	151.26	308.15	137.56
	7 ^{ème} étages	208.58	28.63	50.92	4.98	4.98	50.92	47.56

Tab V.21 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x4}=2.8$ m.

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
e=20cm	RDC	2068.15	539.62	539.62	2068.15	259.52	664.89	453.07
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1820.49	458.34	458.34	1820.49	62.20	251.98	383.64
e=15cm	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	885.18	260.56	260.56	885.18	36.21	194.32	251.97
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	412.31	134.53	134.53	412.31	48.91	62.62	120.67
	7 ^{ème} étages	225.93	38.39	38.39	225.93	15.50	42.32	52.00

- **Sens y-y**

Tab V.22 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1}=2.57m$

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
$e=20cm$	RDC	1921.21	576.41	923.08	1698.11	1.34	923.08	500.54
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1416.64	88.58	232.97	164.26	10.66	157.01	523.97
$e=15cm$	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	737.52	72.08	201.30	277.19	63.40	118.14	336.43
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	385.91	54.63	225.40	210.37	116.23	158.96	190.93
	7 ^{ème} étages	188.07	51.09	84.81	57.43	24.00	78.88	124.98

Tab V.23 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2}=3.2m$

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
$e=20cm$	RDC	1961.81	3.93	1566.15	1693.84	751.72	1560.17	594.60
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1657.78	34.45	472.03	967.29	611.26	464.25	534.34
$e=15cm$	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	1266.14	30.20	251.83	761.42	484.00	245.31	317.32
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	687.29	57.63	292.38	412.06	267.07	279.19	163.99
	7 ^{ème} étages	323.20	5.19	122.98	206.20	139.61	121.68	110.12

Tab V.24 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3}=2.8m$

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
$e=20cm$	RDC	2019.04	509.19	1116.87	742.81	47.43	610.26	437.70
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1680.99	368.38	397.04	242.07	8.41	239.30	343.10
$e=15cm$	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	822.36	169.09	188.37	112.63	15.15	185.29	224.75
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	376.49	77.70	102.10	125.19	58.63	97.88	110.13
	7 ^{ème} étages	198.03	55.67	55.67	198.03	8.01	21.35	61.83

Tab V.25 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4}=2.8m$

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
$e=20cm$	RDC	2091.69	500.96	500.96	2091.69	872.21	1035.12	430.57
	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	1714.52	298.90	391.29	327.94	28.55	236.48	306.23
$e=15cm$	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	830.19	86.97	228.76	70.67	50.39	204.06	180.07
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	373.89	20.64	176.75	114.36	51.58	149.20	99.48
	7 ^{ème} étages	217.93	16.25	51.83	42.37	7.36	44.41	62.28

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

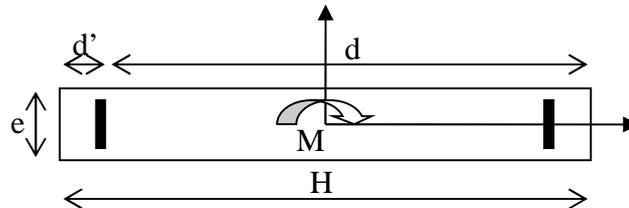


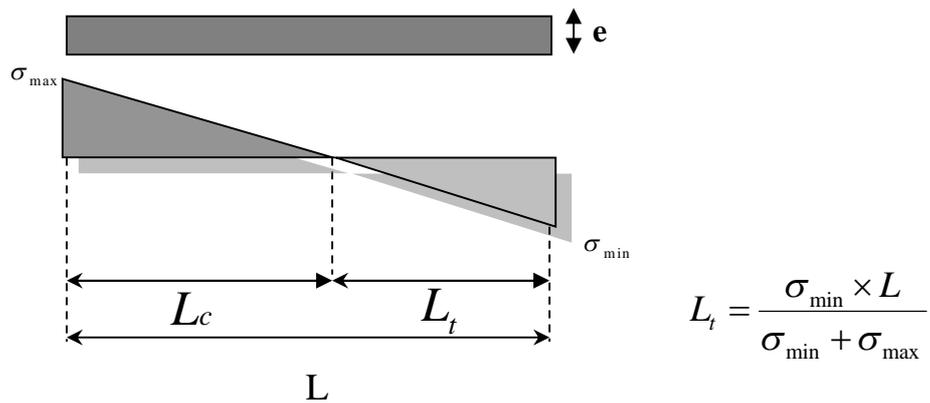
Fig.V.10 Schéma d'un voile pleine.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$

- A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile. ($A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$$
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$$
- A_v^{calc} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue



- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2L_t$

Les résultats de ferrillage des voiles dans les deux sens sont dans les tableaux suivant :

➤ Sens x-x'

$V_{x1}, L=2.57m$					
Niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
L (cm)	257	257	257	257	257
e (cm)	20	20	15	15	15
M (KN.m)	575.26	147.15	138.70	79.61	76.76
N (KN)	1910.49	1419.69	745.04	399.94	189.86
V (KN)	483.3	506.87	321.85	180.28	104.62
SECTION	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	1.463	1.534	2.045	0.727	0,428
A_v cal/face (cm ²)	32.07	19.893	11.337	7.085	3.493
A_v min/face (cm ²)	7.71	7.71	5.782	5.782	5.782
A_v adop/face (cm ²)	32.17	21.36	12.57	12.57	12.57
N^{barre} /face	16HA16	8HA14+8HA12	16T10	16T10	16T10
S_i (cm)	extrémité	8	8	8	8
	Milieu	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	1.83	1.92	1.3	0.727	0.317
A_h min/face(cm ²)	10.89	7.83	5.872	8.176	8.176
A_h adop/face (cm ²)	11.00	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{barre} /face	14T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_i (cm)	25	25	25	25	25

Tab V.26 Ferrillage du voile $V_{x1}=2.57m$ à tous les niveaux.

$V_{x2}, L= 3.2m$					
<i>Niveau</i>	<i>RDC</i>	<i>1^{ère}, 2^{ème} étages</i>	<i>3^{ème}, 4^{ème} étages</i>	<i>5^{ème}, 6^{ème} étages</i>	<i>7^{ème} étage</i>
<i>L (cm)</i>	320	320	320	320	320
<i>e (cm)</i>	20	20	15	15	15
<i>M (KN.m)</i>	15.12	59.96	70.80	99.05	16.23
<i>N (KN)</i>	1912.62	1675.76	1150.99	717.67	325.52
<i>V(KN)</i>	584.22	556.34	339.36	190.65	123.43
<i>SECTION</i>	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	1.42	1.38	1.1	0.62	0,4
<i>A_v cal/face (cm²)</i>	24.823	24.9	17.50	11.65	5.00
<i>A_v min/face (cm²)</i>	10.89	9.60	7.20	7.20	5.87
<i>A_v adop/face (cm²)</i>	27.71	27.71	20.28	14.22	8.98
<i>N^{barre}/face</i>	18HA14	18HA14	18HA12	18T10	18T8
<i>S_i (cm)</i>	<i>extrémité</i>	10	10	10	10
	<i>Milieu</i>	20	20	20	20
<i>A_h cal/face (cm²)</i>	1.77	1.77	1.69	0.618	0,38
<i>A_h min/face(cm²)</i>	10.89	7.83	5.872	8.176	8.176
<i>A_h adop/face (cm²)</i>	11.00	9.42	9.42	9.42	9.42
<i>N^{barre}/face</i>	14T10	12T10	12T10	12T10	12T10
<i>S_i (cm)</i>	25	25	25	25	25

Tab V.27 Ferrailage du voile $V_{x2}=3.2m$ à tous les niveaux.

$V_{x3}, L=2.8m$					
Niveau	RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étages
L (cm)	280	280	280	280	280
e (cm)	20	20	15	15	15
M (KN.m)	606.33	534.44	278.72	218.84	28.64
N (KN)	2065.57	1729.11	830.48	523.31	208.58
V (KN)	469.03	410.93	281.37	137.56	47.56
SECTION	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	1.3	1.14	1.04	0.51	0,18
$Av_{cal}/face$ (cm ²)	33.94	28.77	14.11	9.47	3.00
$Av_{min}/face$ (cm ²)	8.4	8.4	5.872	5.872	5.872
$Av_{adop}/face$ (cm ²)	34.11	28.94	16.12	13.37	8.47
$N^{barre}/face$	17HA16	6HA16+11HA14	8HA12+9T10	17T10	17T8
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$Ah_{cal}/face$ (cm ²)	1.62	1.43	0.98	0.48	0.17
$Ah_{min}/face$ (cm ²)	10.89	7.83	5.87	5.87	5.87
$Ah_{adop}/face$ (cm ²)	11.00	9.41	7.85	7.85	7.85
$N^{barre}/face$	14T10	12T10	10T10	10T10	10T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tab V.28 Ferrailage du voile $V_{x3}=2.8$ m à tous les niveaux.

$V_{x4}, L=2.8m$					
Niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
L (cm)	280	280	280	280	280
e (cm)	20	20	15	15	15
M (KN.m)	539.62	458.34	260.55	134.53	38.39
N (KN)	2068.15	1820.49	885.18	412.31	208.58
V (KN)	453.07	383.64	251.95	120.67	225.93
SECTION	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C	S. E. C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	1.26	1.06	0.93	0.45	0,19
A_v cal /face (cm ²)	33.08	28.89	14.55	9.95	3.33
A_v min/face (cm ²)	8.4	8.4	5.872	5.872	5.872
A_v adop/face (cm ²)	34.11	28.94	16.12	13.37	8.47
N^{barre} /face	17HA16	6HA16+11HA14	8HA12+9T10	17T10	17T8
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	1.57	1.33	0.875	0.42	0.18
A_h min/face(cm ²)	10.89	8.46	6.345	6.345	6.345
A_h adop/face (cm ²)	11.00	9.41	7.85	7.85	7.85
N^{barre} /face	14T10	12T10	10T10	10T10	10T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tab V.29 Ferrailage du voile $V_{x4}=2.80m$ à tous les niveaux.

- **S. E. C** : section entièrement comprimé.
- **S. P. C** : section partiellement comprimé.

Remarque : pour les voiles sens y-y' le ferrailage est le même que celui des voiles x-x' vue la symétrie de notre plan.

Cas particulier :

Le voile au niveau de la cage d'ascenseur ne contribue presque pas dans le contreventement, alors son ferrailage et calculé avec les sollicitations données sur le tableau suivant sur toute la hauteur du bâtiment : pour $L=2.15m$

M (KN.m)	N (KN)	A_v^{cal} /face (cm ²)	A_v^{min} (cm ²)	A_v^{adop} /face (cm ²)	S_v (cm)	A_h^{cal} /face (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h^{adop} /face (cm ²)	S_h (cm)
7.04	741.08	10.78	4.72	14T10=11	15	0.12	6.3	14T8=7.03	20

Tab V.30 : ferrailage des voiles de l'ascenseur

V.3.4 Exemples de schéma de ferrailage du voile V_{x1} (RDC) :

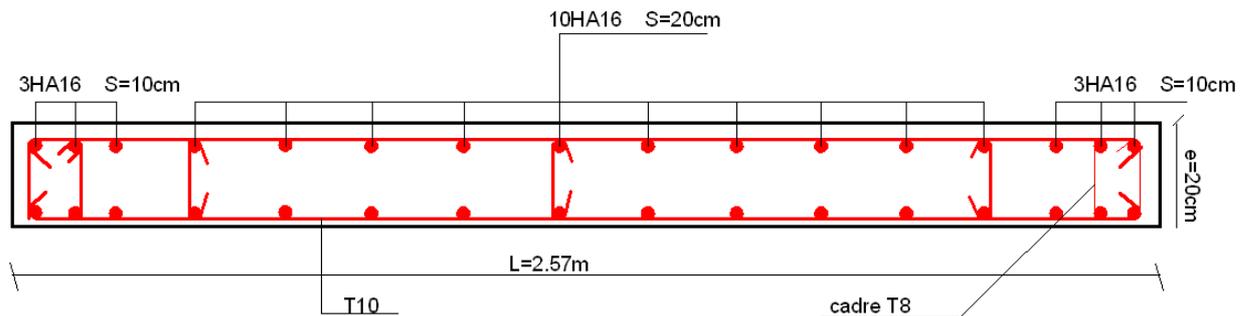


Fig.V.11 Schéma de ferrailage du voile V_{x1} RDC.

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrillage adopté est le maximum donné par le *RPA*. Il est noté que le ferrillage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI-1-Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2.4 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.5 bars.

Combinaisons d'actions à considérer sont :

D'après *RPA 99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

Selon les combinaisons citées par le *BAEL91* :

$$1)1.35G + 1.5Q \quad 2)G + Q$$

VI.2. Etude des fondations

2.1. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000**.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

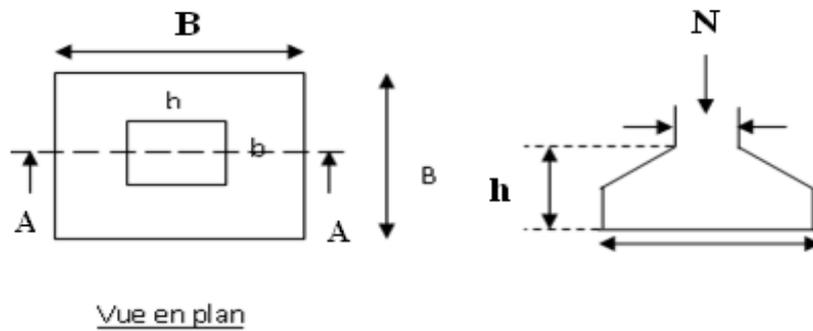


Fig.VI .1.Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N = 3398.034 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 4.75 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie entre 1.95m et 5.35m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

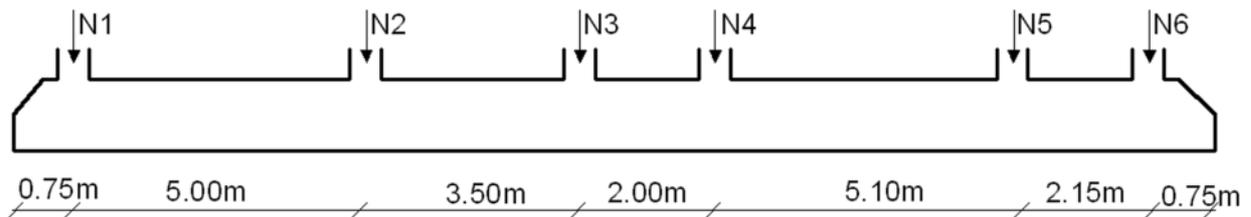


Fig.VI.2 : Semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 1935.72; N_2 = 1577.87 \text{ KN}; N_3 = 1337.86 \text{ KN},$$

$$N_4 = 1731.56 \text{ KN}; N_5 = 1760.29 \text{ KN}; N_6 = 2592.77 \text{ KN}.$$

$$\sum N_i = 10936.07 \text{ KN}.$$

$$N_s = 6 \times 20 \Rightarrow N_s = 120 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 11056.07 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11056.07}{0.15 \times 19.3} = 3.82 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

2.3. Vérification du Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

2.3.1. Pré dimensionnement du radier

- **La Condition de coffrage**

$L_{max} = 5.35m$, la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

- **Nervure** : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{535}{10} \Rightarrow h_t \geq 53.5cm$; Soit $h_t = 60cm$
- **Dalle** : $h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{535}{20} \Rightarrow h_0 \geq 26.75cm$; On prend $h_0 = 30cm$.

- **Vérification de condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

- E : module d'élasticité du béton $E = 32164200 \text{ KPa}$.
- I : inertie de la section du radier.
- K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).
- b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a $\begin{cases} h_t = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.75m \\ L_{max} = 5.35m > \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.317m \end{cases} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 80cm$:

Tel que $\begin{cases} h_t = 80cm \\ I = 0.043m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.42m \\ L_{max} = 5.35m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.37m \end{cases} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$

Donc on opte pour : $h_t = 80cm$.

• **La surface du radier**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \sigma_s$$

Avec :

- Surface du bâtiment : $S_{bat} = 396.271 m^2$ tiré par application *SOCOTEC*
- $N' = N_s + P_{rad}$ est le poids total de la structure.
- $N_s = 46719.36$ KN : La charge totale transmise par la superstructure tiré à partir de *SAP2000*.
- $P_{rad} = 0.3 \times 396.271 \times 25 = 2972.03$ KN est le poids du radier.

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\sigma_s} = \frac{49691.39}{0.15} \Rightarrow S_{rad} \geq 331.28 m^2$$

On a : $S_{bat} > S_{rad}$ Donc on opte pour un radier avec $S_{rad} = S_{bat} = 396.27 m^2$

2.3.2. Vérifications nécessaires

• **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

- μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.
- h : hauteur total de radier.

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 + 0.65 + 2 \times 0.8) \Rightarrow \mu_c = 5.8 m.$$

$$Q_u = 3398.04 \text{ KN} < 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times (25/1.5) = 3480 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \\ \sigma_{x,y} = \frac{N'}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y) \end{cases} \dots \dots \dots \text{DTR BC 2.33. (Art :5.541(a))}$$

Avec :

- σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.
- N' = est le poids total de la structure.
- $\begin{cases} I_y = I_x = 15824.26 m^4 \\ Y_G = X_G = 9.89 m \end{cases} \rightarrow$ tiré par l'application *SOCOTEC*.

Sens X-X : $N' = 49691.39 \text{ KN}$ et $M_x = 53526.94 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.158 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.092 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C \text{ 'est vérifiée} \end{cases}$$

Sens Y-Y : $N' = 49691.39$; $M_y = 59530.96 \text{ KN.m}$.

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.162 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.088 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C \text{ 'est vérifiée} \end{cases}$$

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- sens x-x : $e = \frac{53526.94}{50121.97} \Rightarrow e = 1.07 \text{ m} < \frac{23.32}{4} = 5.83 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- sens y-y: $e = \frac{59530.96}{50121.97} \Rightarrow e = 1.18 \text{ m} < \frac{23.32}{4} = 5.83 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

- N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.
- F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).
- H : la hauteur d'ancrage du radier (H=2.4 m).
- γ_w : Poids volumique d'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^2$).

$N = 63794.066 \text{ KN} \geq 1.5 \times 2.4 \times 396.27 \times 10 = 14265.72 \text{ KN} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

• **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$

On considéré une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S_{rad}} = \frac{67806.3 \times 5.35 \times 1}{2 \times 396.27} = 457.72 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_{rad} = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{457.72}{1 \times 0.27} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} : \text{condition vérifiée}$$

2.4. Ferrailage

2.4.1 La dalle du radier

La dalle du radier sera calculée comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 5.10 \text{ m}; L_y = 5.35 \text{ m} .$$

- **Calcul des sollicitations l'ÉLU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{bat}} \Rightarrow q_u = \frac{67806.3}{396.27} \Rightarrow q_u = 171.11 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 182.50 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 161.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 155.12 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 137.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui : } \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -91.25 \text{ KN.m} & \text{Appui inter} \\ M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -54.75 \text{ KN.m} & \text{Appui rive} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

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

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.95$

- En appui : $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée : $\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2.46 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tab VI.1: Résumé des résultats de ferrailage de la dalle du radier.

	M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée X-X	155.12	19.75	2.46	10HA16=20.11	20
Travée Y-Y	137.65	17.63	2.4	12HA14=18.47	15
Appui inter	91.25	11.10	3.02	10HA12=11.31	20
Appui de rive	54.75	9.78	3.02	10HA12=11.31	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 18.47\text{cm}^2 > 5.027\text{cm}^2$ c'est vérifié

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_x = 295.82\text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{3} \Rightarrow V_y = 305.14\text{KN} \end{cases} \Rightarrow V_{\max} = 305.14\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{305.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 1.22\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 125.40\text{KN} / \text{m}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \quad \text{Annexe I}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 157.54\text{KN} . \text{m} \Rightarrow M_{tx} = 133.91\text{KN} . \text{m} \\ M_{0y} = 145.50\text{KN} . \text{m} \Rightarrow M_{ty} = 123.67\text{KN} . \text{m} \\ M_a^{\text{inter}} = 78.77\text{KN} . \text{m} ; M_a^{\text{rive}} = 47.27\text{KN} . \text{m} \end{cases}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = 240\text{MPa}. \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab VI.2 : Vérification des contraintes de la dalle du radier.

Moments	M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée X-X	133.91	9.62	101029.52	12.75	305.78	Non vérifiée
Travée Y-Y	123.67	9.32	95101.43	12.15	305.83	Non vérifiée
Appui inter	78.77	7.67	65991.38	9.15	310.31	Non vérifiée
Appui de rive	47.27	7.67	65991.38	5.49	186.22	vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma_s}$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

	M (KNm)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée X-X	133.91	1.267	45.47	0.423	11.73	25.84	2.46	14HA16=28.15
Travée Y-Y	123.67	1.247	44.1	0.41	11.12	23.74	2.4	12HA16=24.13
Appui inter	78.77	1.157	36.53	0.341	8.28	14.70	3.02	14HA12=15.83
Appui de rive	-	-	-	-	-	-	-	12HA12=13.57

Tab VI.3 : Résumé des résultats de ferrailage à ELS de la dalle du radier.

Vérification des contraintes : les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Moments	M (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Travée X-X	133.91	10.90	127115.15	11.48	222.8	vérifiée
Travée Y-Y	123.67	10.31	114637.82	11.12	237.71	vérifiée
Appui inter	78.77	8.77	85031.59	8.12	225.52	vérifiée
Appui de rive	47.27	8.25	75825.68	5.14	156.63	vérifiée

Tab VI.4 : Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Espacement des armatures**

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage de la dalle de radier :

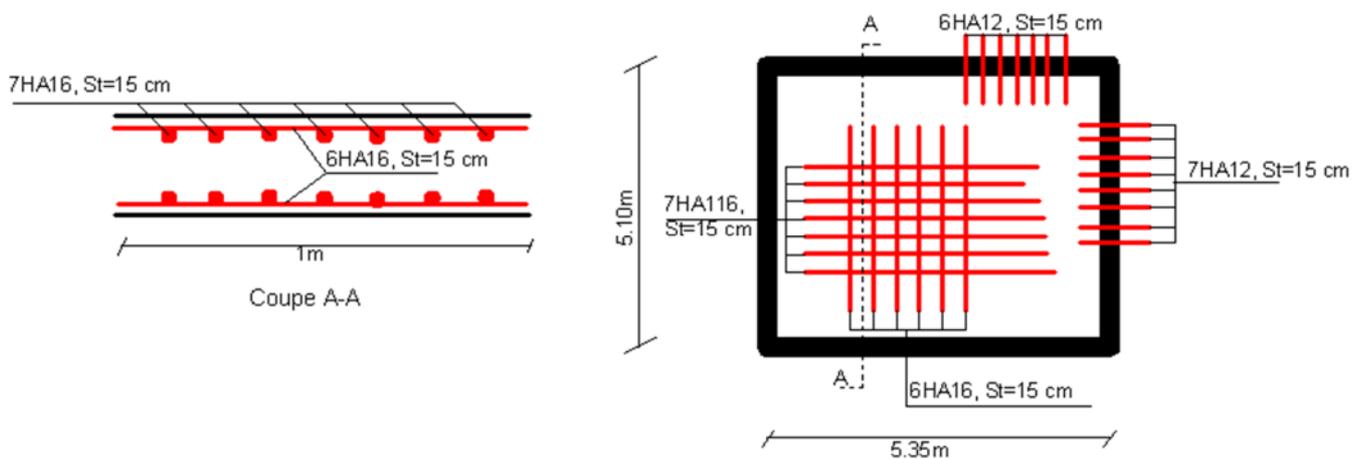


Fig. VI.3 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

2.4.2. Calcul des nervures

- Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.
- Charge trapézoïdale : $P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

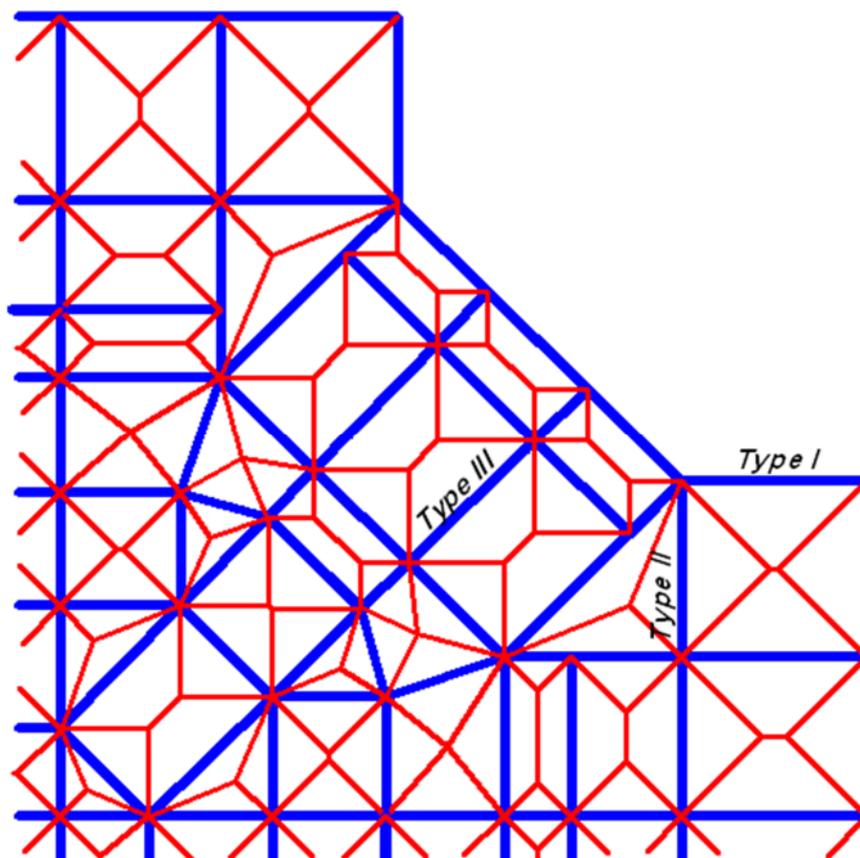


Fig.VI.4 : Schéma de transmission des charges

On prend trois types de nervures les plus chargées.

- **Type I :**

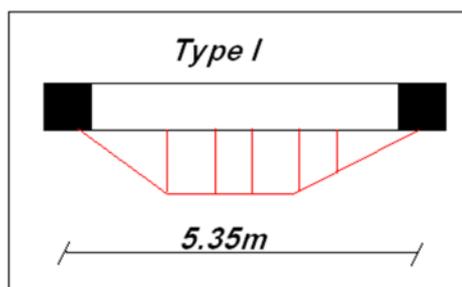


Fig.VI.5 : Sollicitations sur la nervure type I

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_t (KNm)	V_{max} (KN)	M_a (KNm)	
						M_A	M_B
A-B	5.35	5.35	322.75	1154.74	863.35	0	0

Tab.VI.5 : sollicitation de la nervure du radier type I A l'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_t(KNm)$	$M_a(KNm)$	
					M_A	M_B
A-B	5.35	5.35	236.55	846.33	0	0

Tab.VI.6 : sollicitation de la nervure du radier type I A l'ELS

• **Type II :**

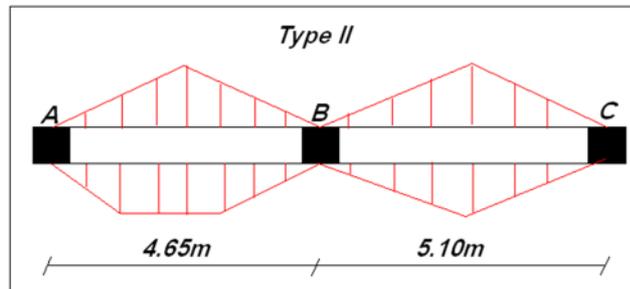


Fig.VI.6 : Sollicitations sur la nervure type II

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a(KNm)$		X (m)	$M_t(KNm)$	$V_{max}(KN)$
				M_g	M_d			
A-B	4.65	4.65	605.4	0	1676.026	1.71	880.944	1847.51
B-C	5.10	5.10	586.74	1676.026	0	3.201	1189.22	

Tab VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier type II.dans le sens transversal à L'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a(KNm)$		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	4.65	4.65	443.71	0	1228.37	1.72	645.65
B-C	5.10	5.10	430.03	1228.37	0	3.102	871.59

Tab VI.8 : Sollicitations de la nervure de radier type II.dans le sens transversal à L'ELS

• **Type III :**

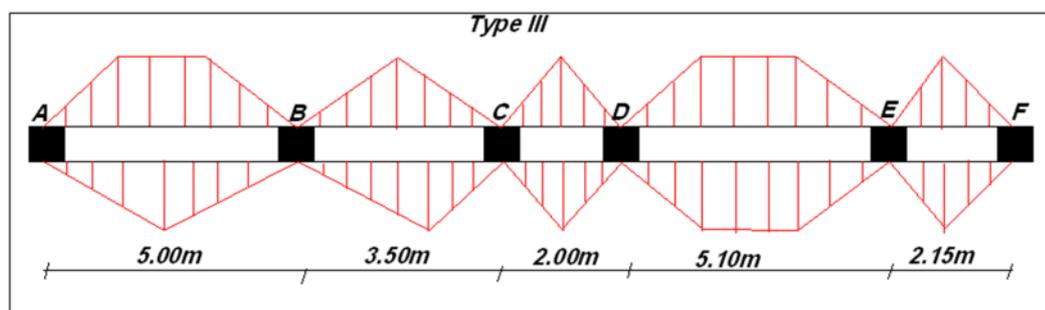


Fig.VI.7 : Sollicitations sur la nervure type III

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$	V_{max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	5.00	5.00	660.76	0	1167.79	2.057	1114.34	1550.73
B-C	3.50	2.8	402.66	1167.79	366.949	2.184	89.084	
C-D	2.00	1.6	230.09	366.949	785.867	0.602	-271.33	
D-E	5.10	4.08	715.08	785.867	774.617	2.554	932.749	
E-F	2.15	2.15	247.35	774.617	0	1.759	40.31	

Tab VI.9 : Sollicitations de la nervure de radier type III à L'ELU

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5.00	5.00	469.28	0	846.537	2.057	807.789
B-C	3.50	2.8	295.12	846.537	266.003	2.184	64.577
C-D	2.00	1.6	168.64	266.003	569.678	0.602	-196.694
D-E	5.10	4.08	524.10	569.678	561.522	2.554	676.153
E-F	2.15	2.15	181.28	561.522	0	1.759	29.221

Tab VI.10 : Sollicitations de la nervure de radier type III à L'ELS

• **Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.8m; h_0=30cm; b_0=60cm; d=75cm.$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{47.5}{10}; \frac{200}{2})$

$b_1 \leq \min(47.5; 100)$

Soit : $b_1 = 45cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 150cm$

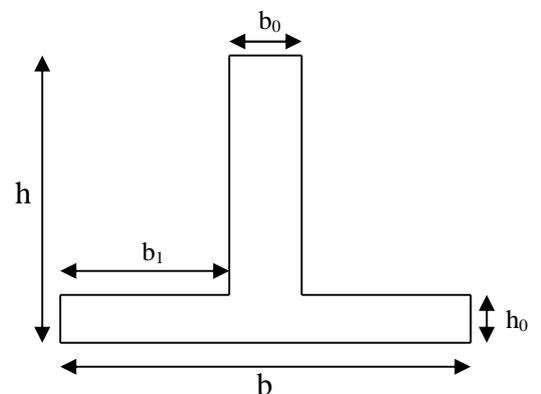


Fig.VI.8 : Section à ferrailier

		$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Type I	Travée	1154.74	46.64	13.58	15HA20=47.12
	appuis	173.21	6.69	13.58	5HA20=15.71
Type II	Travée	1189.22	48.11	13.58	5(HA25+HA20+HA16)=50.3
	appuis	1676.026	69.52	13.58	5HA25+15HA20=71.66
Type III	Travée	1114.34	44.92	13.58	5(HA25+HA20+HA14)=47.95
	appuis	1167.79	47.20	13.58	5(HA25+HA20+HA14)=47.95

Tab VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

• Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = 1354.06 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.203 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa}.$$

• Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 6; 2.5) = 20 \text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{mm}.$$

• Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l \min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20; 12; 14) = 12 \text{cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

• Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}. \end{cases}$$

Sens	Moments	Valeurs (KN .m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Type I	M_t	846.33	0.223	0.0252	7.49	265.48	Non vérifiée
	M_a	126.95	0.138	0.0101	1.73	115.38	vérifiée
Type II	M_t	871.59	0.229	0.0265	7.53	257.03	Non vérifiée
	M_a	1228.37	0.264	0.0346	9.37	258.81	Non vérifiée
Type III	M_t	807.789	0.224	0.0255	7.10	249.93	Non vérifiée
	M_a	846.537	0.224	0.0255	7.43	261.93	Non vérifiée

Tab VI.12 : vérification des contraintes des nervures du radier.

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans les trois types n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

		M (KNm)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)
Type I	Travée	846.33	1.125	33.06	0.31	7.18	52.16	13.58	5HA25+10HA20=55.96
Type II	Travée	871.59	1.129	33.53	0.314	7.32	53.87	13.58	5HA25+10HA20=55.96
	Appui	1228.37	1.182	38.90	0.362	9.07	76.95	13.58	10HA25+10HA20=80.51
Type III	Travée	807.789	1.119	32.34	0.303	6.95	49.35	13.58	5(HA25+HA20+HA16)=50.3
	Appui	846.537	1.125	33.06	0.31	7.18	52.16	13.58	5HA25+10HA20=55.96

Tab VI.13. Résumé des résultats de ferrailage à ELS des nervures de radier.

• Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

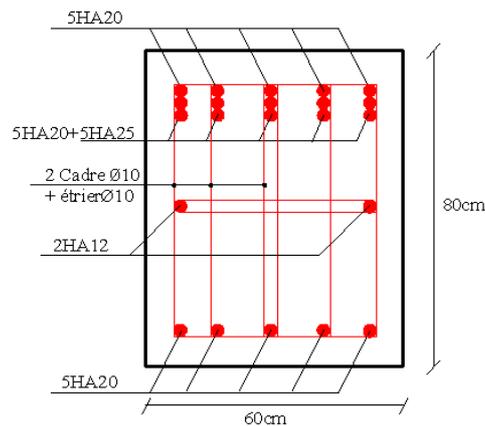
$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa. \end{cases}$$

Sens	Moments	M (KN.m)	y (m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Type I	M_t	846.33	0.239	0.0287	7.05	226.03	vérifiée
Type II	M_t	871.59	0.239	0.0287	7.26	232.77	vérifiée
	M_a	1228.37	0.269	0.0377	8.76	235.08	vérifiée
Type III	M_t	807.789	0.229	0.0265	6.79	238.22	vérifiée
	M_a	846.537	0.239	0.0287	7.05	226.03	vérifiée

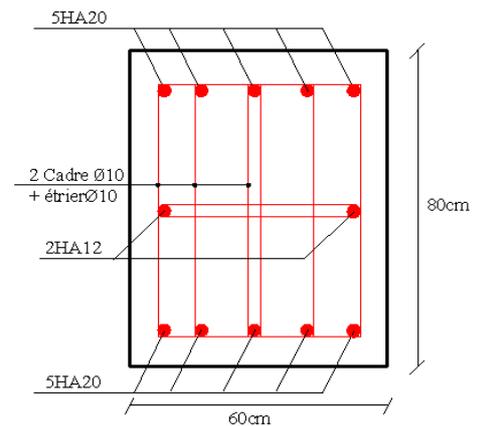
Tab VI.14 : vérification des contraintes des nervures de radier.

• Schéma de ferrailage des nervures

TYPE I

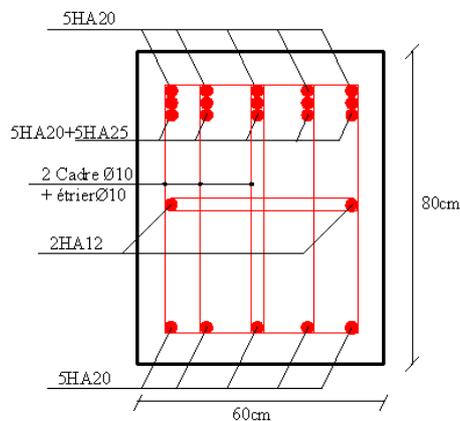


En travée

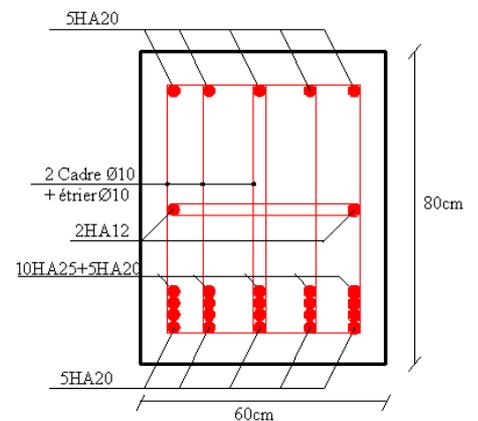


En appui

TYPE II



En travée



En appui

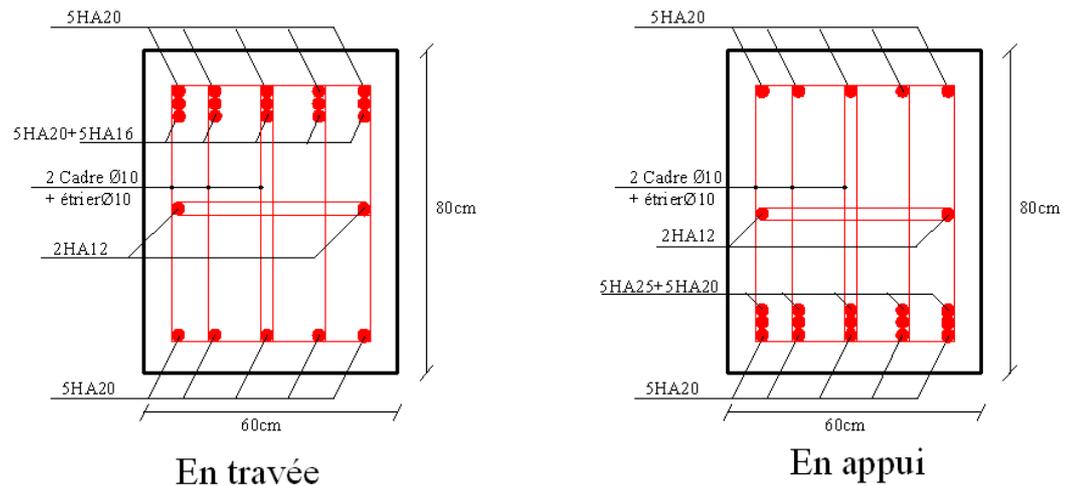
TYPE III

Fig.VI.9: Ferrailage des nervures

VI.3. Voile périphérique

Selon le *RPA99*, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- **Dimensionnement des voiles**

La hauteur $h=2.4$ m ; La longueur $L=4.75$ m ; L'épaisseur $e=20$ cm

- **Caractéristiques du sol**

- $\gamma_h = 18 \text{KN} / \text{m}^3$: Le poids spécifique ;
- L'angle de frottement $\phi = 38.9^\circ$.
- La cohésion $c=0 \text{KN}/\text{m}^2$

- **Evaluation des charges et surcharges** : Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \left(\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow G = 2.4 \times 18 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{38.9^\circ}{2} \right) \Rightarrow G = 9.87 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle** : $q= 10 \text{KN}/\text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{38.9^\circ}{2} \right) \Rightarrow Q = 2.28 \text{KN} / \text{m}^2$$

• **Ferrailage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

• **A L'E.L.U**

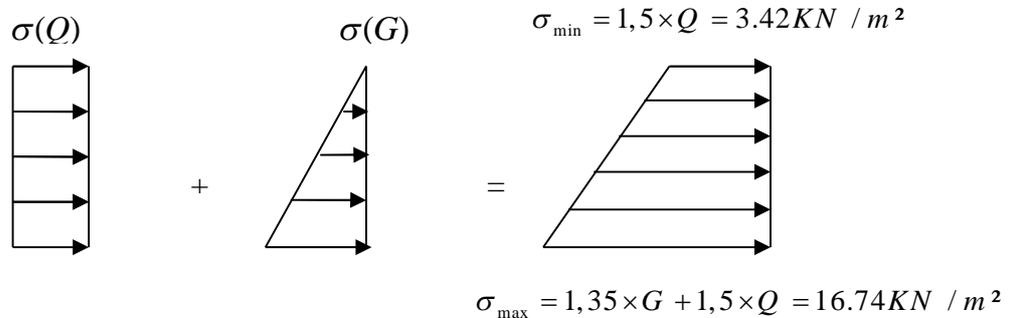


Fig. VI.10 : Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 13.41 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 13.41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.4 \text{ m}; L_y = 4.75 \text{ m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.51 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u ; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.51 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 7.34 \text{ KN} . \text{m} . ; \quad M_{0y} = 1.836 \text{ KN} . \text{m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 6.239 \text{ KN} . \text{m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 1.56 \text{ KN} . \text{m} \\ M_{ap} = 0.3 \times M_{0x} = 2.20 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)/mL	A_{adp} (cm ²)/ml	St (cm)
travée	XX	6.239	0.0136	0.017	0.178	1.01	2	4HA10=3.14	25
	YY	1.56	0.0034	0.0042	0.179	0.25	2	4HA10=3.14	25
Appui		2.20	0.0061	0.0076	0.179	0.47	2	4HA10=3.14	25

Tab VI.15 : Section des armatures du voile périphérique.

• **Vérifications à l'E.L.U**

Avec $A_{min} = 0.1\% \ b \times h$ condition exigée par le RPA.(pour b=1mL ; h=20 cm)

• **Les espacements**

- Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

On a :

$$\begin{cases} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 25.38 \text{ KN} \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 10.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{25.38}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérifications à l'E.L.S**

$$\sigma_{\min} = Q = 2.28 \text{ KN} / m^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 9.87 + 2.88 \Rightarrow \sigma_{\max} = 12.75 \text{ KN} / m^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 10.13 \text{ KN} / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0987 \\ \mu_y = 0.3758 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0987 \times 12.75 \times 2.4^2 = 7.25 \text{ KN} \cdot m \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0.3758 \times 7.25 = 2.72 \text{ KN} \cdot m \\ M_{0x} = 7.25 \text{ KN} \cdot m; M_{0y} = 2.72 \text{ KN} \cdot m; M_{tx} = 6.16 \text{ KN} \cdot m; M_{ty} = 2.31 \text{ KN} \cdot m; M_{\text{ap}} = 2.17 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	6.16	3.67	11319.63	1.99	116.97	Vérifier
	YY	2.31	3.67	11319.63	0.75	43.86	Vérifier
Appuis		2.17	3.67	11319.63	0.70	41.20	Vérifier

Tab VI.16 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.

VI-6-6) Schéma de ferrailage du voile périphérique

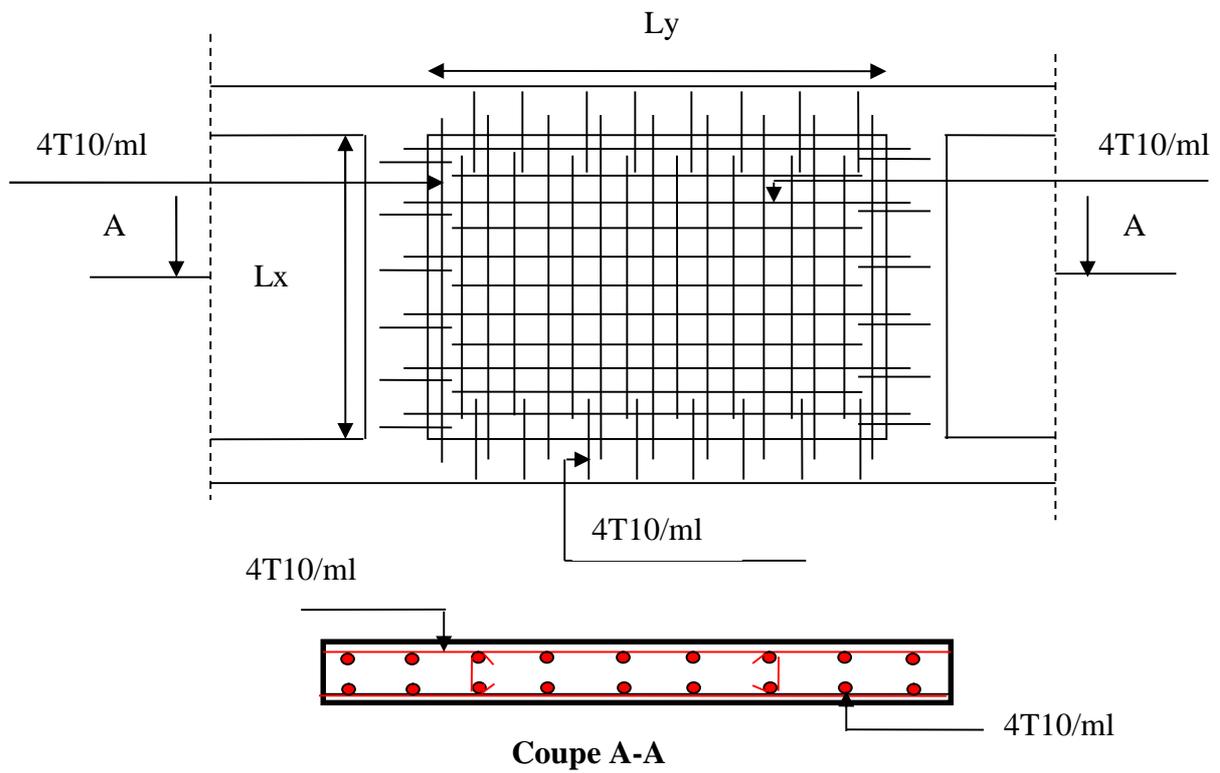


Fig.VI.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

CONCLUSION GENERAL

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent avoir de préférence, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.

- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

- ✓ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).

- ✓ Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

- ✓ L'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Enfin, l'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Bibliographie

Bibliographie

- **BAEL91** « Béton armé aux états limites».
- **CBA93** « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- **DTR BC 2.2** « Charge permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- **RPA99** « Règles parasismiques algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/version2003 ».
- Cahier de cours du cursus.
- Mémoire de fin d'étude "étude d'un hôtel (R+7+02 entre sol)", SAHLI Brahim et BOUCHALA Fahem, Université de Bejaia, Année 2010-2011.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000 V14
- Autocad
- Robot expert
- **Application SOCOTEC**

Annexes

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe II
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$
Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

	u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Plans

V- Conclusions et recommandations :

Le terrain étudié pour recevoir les 790 logements est de relief plat. D'après les coupes de sondages réalisés sur l'assiette du projet sa géologie est constituée de Sables limoneux avec graviers, galets et de cailloux arrondis alluvionnaires, le tout cimenté par une matrice argileuse.

Les essais au PDL ont révélé clairement l'homogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne.

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité des résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd, les coupes de sondages carottés et les essais au laboratoire ;

A la base de ces résultats et les observations faites lors d'une visite du site, nous préconisant :

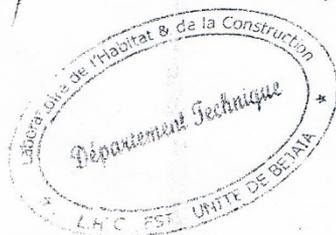
- Prévoir des fondations superficielles.
- Une contrainte admissible du sol de 1.5 Bar pour un ancrage de 2.40 mètres de profondeur.

* L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux d'oued.

L'Ingénieur Chargé d'Etude :Chef de Département Technique :Le Directeur Régional :

ABASSI Nacim
Ingénieur Chargé d'Etudes

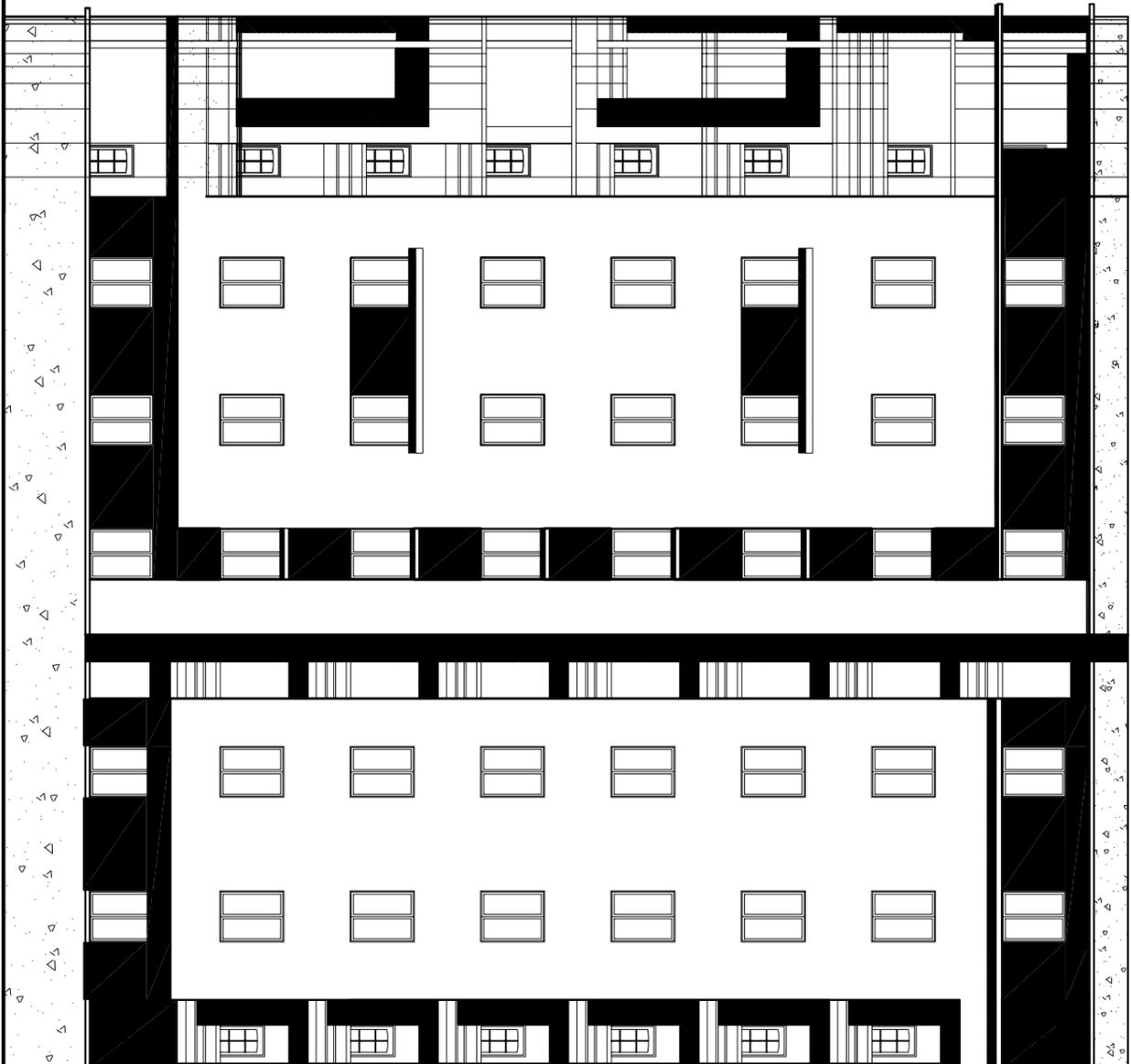
Chef Département Technique
ABOUJER M. Geni



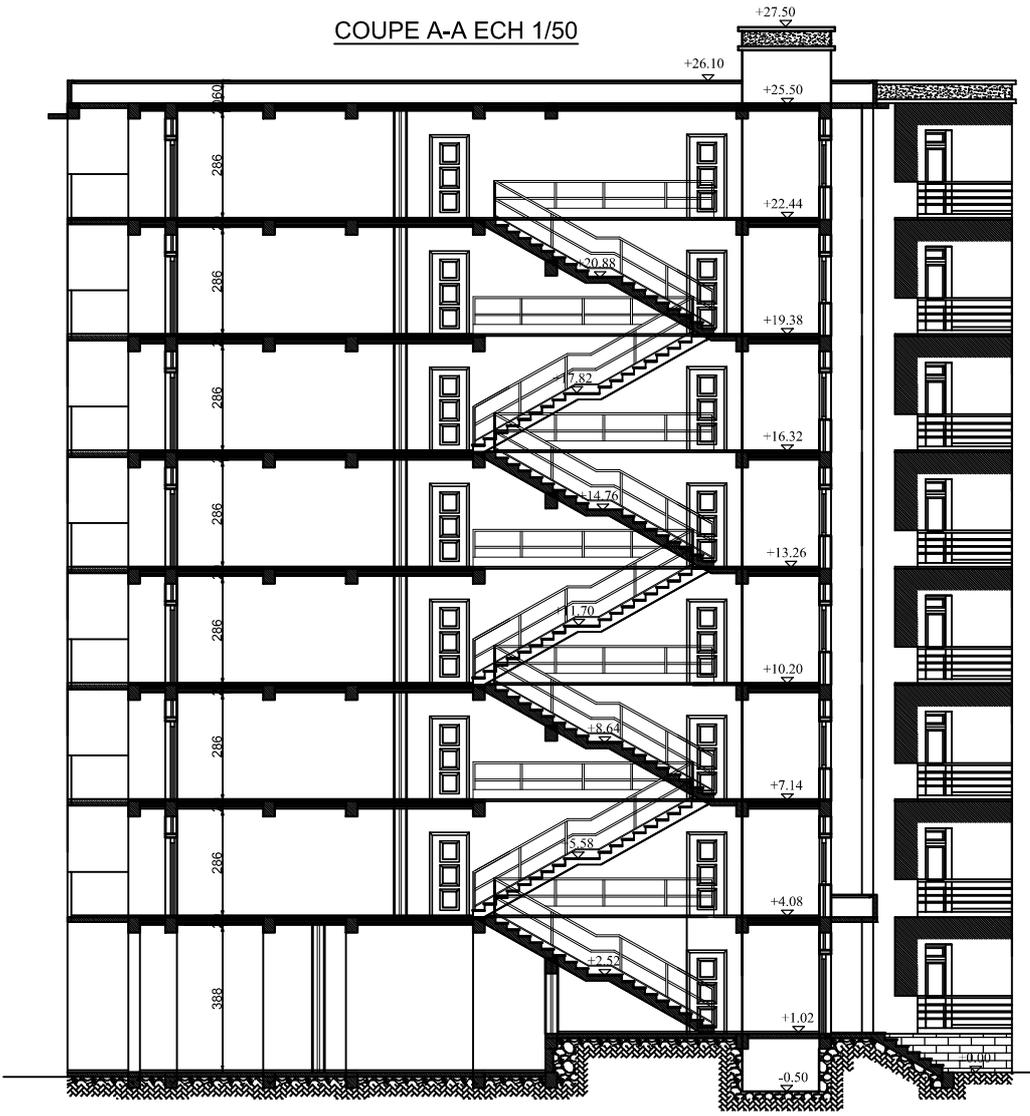
FAÇADE OUEST ECH 1/50



FAÇADE SUD ECH 1/50



COUPE A-A ECH 1/50



PLAN TARRASSE ECH 1

