

*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 : structures*

Thème

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

Réalisé par :

*Mr: FENGAL Rafik
Mr: DJABRI Irathen*

Encadré par :

M^{me} : S.ATTIL

Membre de jury :

*Mr: OURTEMACHE
M^{me}: LAOUBI*

Promotion : 2020/2021

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 mes grand-parents .
Et à Ania, Sadjida ,houda ,louai, massil,
moataz, Youba et Ayoub
Et à mes neveux et nièces.

A tous mes amis. Très particulièrement ma chère
amie Lilya.

A mon binôme Irathen et sa famille,
A tous ceux qui me sont chères.

F.Rafik

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents et ma très chère sœur,
qui ont tant donné pour me voir réussir.

A ma très chère grand-mère.

A la mémoire de mes grands-parents.

A tous mes amis. Très particulièrement ma chère
amie TINHINANE.

A mon binôme rafik et sa famille

A tous ceux qui me sont chères.

D.IRATHEN

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 NON STRUCTURAUX	
1.1. Les planchers	09
1.1. a. Planchers corps creux	09
1.1. b. Les dalles pleines	11
1.2. Les poutrelles	12
1.3. L'acrotère	12
1.4. Les escaliers	13
1.4. L'ascenseur	12
2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	15
2.1. Les poutres	15
2.2. Les poteaux	15
2.3. Les voiles	16
3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	17
4. La descente de charge.....	20
5. Les vérifications.....	24
6. Conclusion	25

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	46
1.4 Etude des dalles pleines	46

2. Etude des escaliers	57
3. Etude de la poutre de palière	62
4. Etude de la poutre de chainage.....	66
5. Calcul de l'acrotère	68

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction.....	74
1. Méthode de calcul.....	74
1.1 Méthode statique équivalente	74
1.2 Méthodes dynamiques	77
2. Description du logiciel ETABS 2016.....	78
3. La disposition des voiles	78
4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS2016	79
4.1 Période de vibration est taux de participation des masses modales.....	80
4.2 Justification de l'interaction portiques- voiles.	81
4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques.	82
4.4 Vérification vis-à-vis des déplacements.....	82
4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	83
4.6 Vérification de l'effort normal réduit	84
Conclusion	85

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Introduction	86
1. Etude des poteaux.....	86
2. Etude des poutres.....	94
3. Etude des voiles	103

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction	113
1. Choix de type de fondation	113
2. Etude des fondations.....	113
2.1 vérification de la semelle isolée.....	113
2.2 vérification de la semelle filante	114
3. Etude de mur soutènement	122
4. Conclusion	127

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

PLANS

Liste des figures

	Page
Chapitre I :	
Fig. I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge.....	05
Fig.I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	07
Fig.I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	08
Chapitre II	
Fig.II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	09
Fig.II.2 : Plane de dispositions des poutrelles en entre sol.....	10
Fig.II.3 : Plane de dispositions des poutrelles en étage courant.....	10
Fig.II.4 : Dalle sur 4 appuis.....	11
Fig.II.5 : Dalle sur 2 appuis.....	11
Fig.II.6 : Schema d'une poutrelle.....	12
Fig.II.7 : L'acrotère.....	12
Fig.II.8 : Schéma d'escalier.....	13
Fig.II.9 : Coupe verticale d'un voile.....	16
Fig.II.10 : Surface afférente pot 1.....	21
Fig.II.11 : Surface afférente pot 2.....	21
Chapitre III	
Fig. III.1 : Schémas statique de la poutrelle (type 1).....	29
Fig.III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Fig.III.3 : Schéma d'une dalle sur 4 appuis.....	47
Fig.III.4 : Schéma de ferrailage des dalles D1 et D4.....	50
Fig.III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle D3.....	51
Fig. III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle D2.....	51
Fig. III.7 : dalle pleine de locale des machines.....	51
Fig.III.8 : La zone d'impact de la charge concentrée.....	54
Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine de locale des machines.....	57
Fig. III.10 : Schéma statique de l'escalier ELU.....	58
Fig. III.11 : Schéma statique de l'escalier ELS.....	59
Fig. III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	62
Fig.III.13 : Schéma statique de la poutre palière.....	63
Fig. III.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	66
Fig.III.15 : Schéma de la poutre de chaînage.....	66
Fig.III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	68
Fig. III.17 : Schéma de l'acrotère.....	68
Fig. III.18 : Schéma statique de l'acrotère.....	69
Fig. III.19 : Section a ferrailé.....	70
Fig.III.20 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	73
Chapitre IV	
Fig. IV.1: Spectre de réponse.....	78
Fig.IV.2 : Dispositions des voiles.....	79
Fig.IV.3 : 1 ^{ère} mode de déformation(Y-Y).....	79
Fig.IV.4 : 2 ^{ème} mode de déformation(X-X).....	79
Fig.IV.5 : 3 ^{ème} mode de déformation (Torsion autour de z-z).....	80
Chapitre V	
Fig.V.1 : Zone nodale.....	87
Fig.V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	93
Fig.V.3 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation).....	94
Fig.V.4 : Les moments dans la zone nodale.....	99
Fig.V.5 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.....	100
Fig.V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales	101
Fig.V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	102
Fig.V.8 : Disposition des voiles... ..	104
Fig.V.9 : schéma d'un voile plein	106
Fig.V.10 : Schéma de ferrailage du voile V_{x1} (Entre sol).....	111

Fig.V.11 : Schéma de ferrailage du voile V_{y1} (RDC).....	112
Chapitre VI	
Fig.VI.1 : Semelle isolée.....	113
Fig.VI.2 : Semelle filante.....	114
Fig.VI.3 : Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	117
Fig.VI.4 : Charge agissent sur la poutre de rigidité	118
Fig.VI.5 : Schéma statique des poutre de rigidité.....	118
Fig.VI.6 : Sollicitations agissantes sur la poutre de rigidité	119
Fig.VI.7 : Schéma de ferrailage des poutres de rigidités (semelle sous poteau file G)	120
Fig.VI.8 : Schéma de ferrailage des poutres de rigidités (semelle sous voile).....	122
Fig.VI.9 : Schéma du mur soutènement	123
Fig.VI.10 : Réparation des contrainte sur le panneau le plus sollicité a L'ELU	123
Fig.VI.11 : Réparation des contrainte sur le panneau le plus sollicité a L'ELS	124
Fig.VI.12 : Panneau le plus sollicité	124
Fig.VI.13 : Schéma de ferrailagedes mur soutènement	127

Liste des tableaux

	Page
Chapitre II :	
Tab II.1 : Dimension de l'escalier	14
Tab II.2 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	17
Tab II.3 : Evaluation des charges des planchers étages courants en corps creux.....	17
Tab II.4 : Evaluation des charges des planchers dalles pleines.....	18
Tab II.5 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	18
Tab II.6 : Evaluation des charges des paliers des escaliers.....	19
Tab II.7 : Evaluation des charges les volées de l'escalier.....	19
Tab II.8 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	20
Tab II.9 : Descente de charge au droit du Poteau (POT1).....	23
Chapitre III :	
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(02).....	33
Tab III.5 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).....	33
Tab III.6 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06).....	33
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(02).....	34
Tab III.9 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).....	34
Tab III.10 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).....	35
Tab III.11 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(05).....	35
Tab III.12 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06).....	35
Tab III.13 : ferrailage des différents types de poutrelles dans les différents planchers.....	43
Tab III.14 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.....	44
Tab III.15 : Vérification des états limite de compression du béton.....	44
Tab III.16 : Vérification des états limite de compression du béton.....	45
Tab III.17 : Schéma de ferrailage des poutrelles des différents planchers.....	45
Tab III.18 : type des dalles pleines.....	46
Tab III.19 : Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	47
Tab III.20 : contraintes dans le béton du la dalle sur 4 appuis.....	49
Tab III.21 : vérification de la flèche de D1.....	49
Tab III.22 : sollicitation et ferrailage des dalles (D2,D3,D4).....	49
Tab III.23 : vérification de cisaillement (D2,D3,D4).....	49
Tab III.24 : contraintes dans le béton des dalles (D2,D3,D4).....	50
Tab III.25 : vérification de la flèche (dalles D2 D3 D4).....	50
Tab.III.26 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	52
Tab III.27 : Résultats de calcul des contraintes de local des machines.....	53
Tab III.28 : Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines.....	55
Tab III.29 : Résultats de calcul des contraintes.....	57
Tab III.30 : les sollicitations dans l'escalier a l'ELU.....	58
Tab.III.31 : les sollicitations de l'escalier en travée.....	58
Tab III.32 : Ferrailage de l'escalier en travée.....	58
Tab III.33 : les sollicitations dans l'escalier en appuis.....	59
Tab III.34 : ferrailage de l'escalier en appuis.....	59
Tab III.35 : les sollicitations dans l'escalier a l'ELS.....	60
Tab III.36 : vérification des contrainte en travée.....	60
Tab III.37 : vérification des contrainte en appuis.....	60
Tab III.38 : vérification de la flèche d'escalier.....	62
Tab III.39 : résultat de la vérification de la flèche.....	63
Tab III.40 : chargement sur la poutre palière	63
Tab III.41 : sollicitation sur la poutre travée.....	63
Tab III.42 : Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple en travée.....	63
Tab III.43 : Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple en appuis.....	63
Tab III.44 : vérification de cisaillement en flexion simple.....	64
Tab III.45 : vérification de cisaillement a la torsion (poutre palière 35x35) cm ...	64
Tab III.46 : vérification de cisaillement a la torsion (poutre palière 40x40) cm	64
Tab III.47 : vérification de cisaillement a la torsion poutre palière (40x40).....	65

Tab III.48 : vérification de flèche poutre palière (40x40)	65
Tab III.49 : sollicitation dans la poutre de chainage.....	66
Tab III.50 : Ferrailage de la poutre de chainage.....	66
Tab III.51 : vérification des contraintes.....	67
Tab III.52 : résultats de la vérification de la flèche de la poutre de chainage.....	68
Tab III.53 : Combinaison d'action au niveau de l'acrotère.....	69
 <u>Chapitre IV :</u>	
Tab IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	75
Tab IV.2 : Période et taux de participation.....	80
Tab IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	81
Tab IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	81
Tab IV.5 : Vérification de la résultante des forces.....	82
Tab IV.6 : Vérification des déplacements selon xx.....	82
Tab IV.7 : Vérification des déplacements selon yy.....	83
Tab IV.8 : Vérification a L'effet P-Δ	84
Tab IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	84
 <u>Chapitre V :</u>	
Tab V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.....	78
Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	88
Tab V.3 : Armatures longitudinales des poteaux.....	89
Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux.....	90
Tab V.5 : Vérification au flambement des poteaux.....	91
Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	91
Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	92
Tab V.8 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.....	95
Tab V.9 : Les sollicitations les plus défavorables.....	95
Tab V.10 : Calcul de ferrailage.....	95
Tab V.11 : Armatures longitudinales des poutres.....	96
Tab V.12 : Vérification de l'effort tranchant.....	97
Tab V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	97
Tab V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	98
Tab V.15 : Vérification de la flèche pour les poutres	98
Tab V.16 : Moment résistant dans les poteaux.....	99
Tab V.17 : Moment résistant dans les poutres.....	99
Tab V.18 : Vérification de la zone nodale.....	100
Tab V.19 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}=3.85m$	105
Tab V.20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}=3.85m$	105
Tab V.21 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2}, V_{y1}=1.5m$	105
Tab V.22 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3}=3.85m$	105
Tab V.23 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4}=3.25m$	105
Tab V.24 : Ferrailage du voile $V_{x1}=3.85m$ à tous les niveaux.....	108
Tab V.25 : Ferrailage du voile $V_{y2}, V_{y1}=1.5$ m à tous les niveaux.....	109
Tab V.26 : Ferrailage du voile $V_{y3}=1.5m$ à tous les niveaux.....	110
Tab V.27 : Ferrailage du voile $V_{y4}=3.25m$ à tous les niveaux.....	111
 <u>Chapitre VI :</u>	
Tab VI.1 Ferrailage de poutres de rigidité sous poteau	119
Tab VI.2 : Sollicitation des poutres de rigidité sou voile	121
Tab VI.3 : Ferrailage de la poutre de rigidité sous voile	122
Tab VI.4 : Résulta de ferrailage du mur de soutiennent	125
Tab VI.5 : Vérification des contraintes dans le mur a L'ELS.....	126
Tab VI.6 : Vérification des contrainte a L'ELS âpre augmentation de la section	126

--	--

Introduction

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (habitations, commerces, bureaux et parking intégré) en (R+12 + sous-sol + entresol) implanté à Béjaïa qui est classé d'après le règlement parasismique algérien en zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent de la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite, une étude dynamique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs, puis une étude concernant l'infrastructure. En fin on termine le travail par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document. Les calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (*BAEL 91, CBA 93 RPA 99 version 2003 ... etc.*) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul (*SAP 2000*).

INTRODUCTION GENERAL

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inévitable. Autre fois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles 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 avec un entre sol 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 redimensionné 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 ETABS 2016. Le calcul du ferraillement 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.

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} S.ATTIL 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.

Rafik & Irathen

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 avec un entre sol, 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, commune d'Amizour, qui est classée selon 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 : $\begin{cases} \text{Entre sol : } L = 19.05\text{m} \\ \text{RDC et l'étage courant : } L = 30.15\text{m} \end{cases}$

- la largeur totale : $\begin{cases} \text{Entre sol : } l = 17.05\text{m} \\ \text{RDC et l'étage courant : } l = 18.55\text{m} \end{cases}$

- la hauteur totale : $H = 33.44\text{m}$.

- la hauteur de l'entre sol : $h' = 5.20\text{m}$.

- la hauteur de RDC : $h = 3.06\text{m}$.

- la hauteur d'étage courant : $h = 3.06\text{m}$.

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 IIa 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 40 logements LPA à Amizour est essentiellement constitué d'argiles marneuses associées à des encroutements calcaires.

D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sol ferme). La contrainte admissible du sol est de 1.65 Bar.

Les fondations devraient être ancrées de 1.80m de profondeur par rapport à la côte du chemin de willaya (CW 158) dans la formation naturelle en places.

2. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA99 «Règles parasismiques Algériennes /version 2003»
- ✓ BAEL91/99 «Béton armé aux états limites »
- ✓ CBA 93 «Code du béton armé»
- ✓ DTR BC 2.33.1 «Règles de calcul des fondations superficielles»
- ✓ DTR BC 2.2 «Document technique réglementaire»

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 :

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

- **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.

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) combinaison d'action à l'ELS :

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

$\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) combinaisons de calcul :

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \\ \text{G} + Q \pm E \\ \text{G} + Q \pm 1.2E \text{ (pour les portiques auto stables)} \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

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 425 (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.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

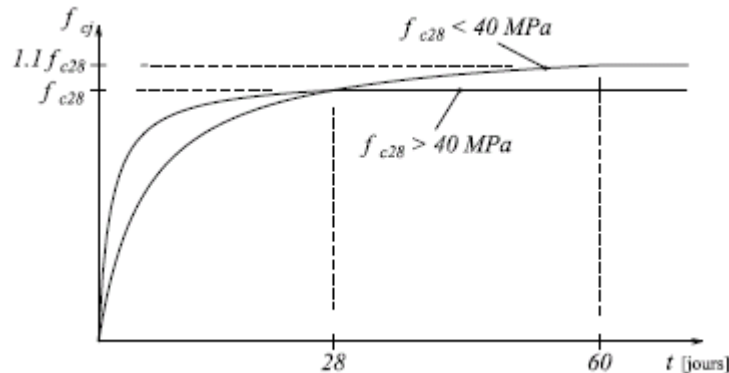


Fig. I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA425), 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour : $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ 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 $f_{c28}=25$ 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 instantanés de la durée inférieure à 24 heures, 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

$$\text{béton : } E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad E_{vj} = 3700 (25)^{1/3} = 10703.404 \text{ MPA}$$

$$E_{ij} = 1100 (f_{cj})^{1/3} \quad E_{ij} = 1100 (25)^{1/3} = 3216.39 \text{ MPA}$$

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 :

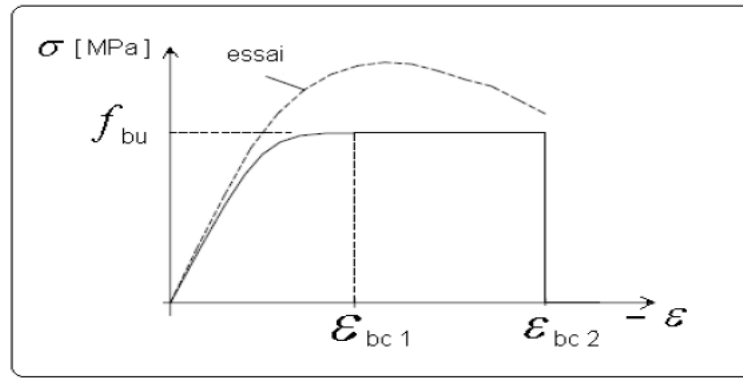


Fig. I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

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.

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ Mpa (situation durable)} \\ \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{ Mpa (situation accidentale)} \end{cases}$$

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 $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Acier naturel rond lisse (RL) FeE235 $f_e = 235 \text{ MPa}$

5.2.1 contraintes limites :

ELU :

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

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

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

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

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

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

ELS :

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} \quad \text{Avec } \eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{pour les aciers HA} \end{cases}$$

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 :

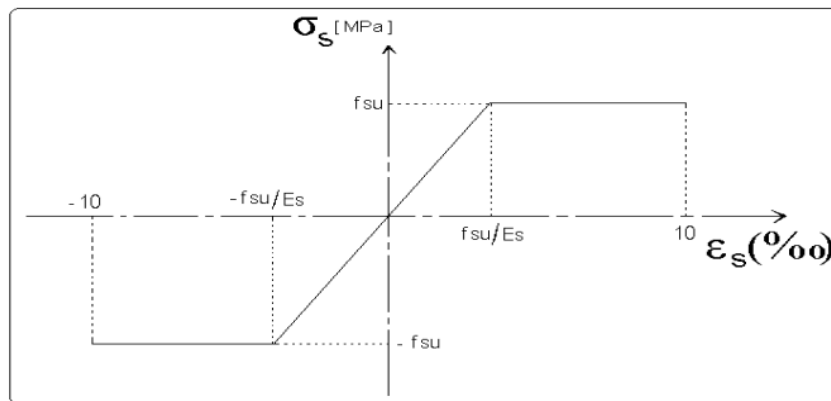


Fig.I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

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 :
 $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$.
- 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 NON STRUCTURAUX :

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

II.1.1.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.

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 les figures(I.2 et I.3) 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 $(460-b)$ cm, b étant la largeur de la poutre principale ($b=30$ cm)

Donc : $L_{\max}=460-30 = 430$ cm

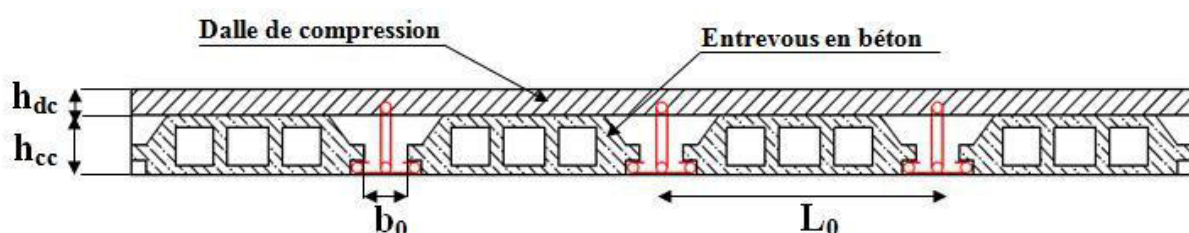
$h_t = \frac{430}{22,5} = 19,11$ cm

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20$ cm.

Avec :

$h = 16$ cm : hauteur du corps creux.

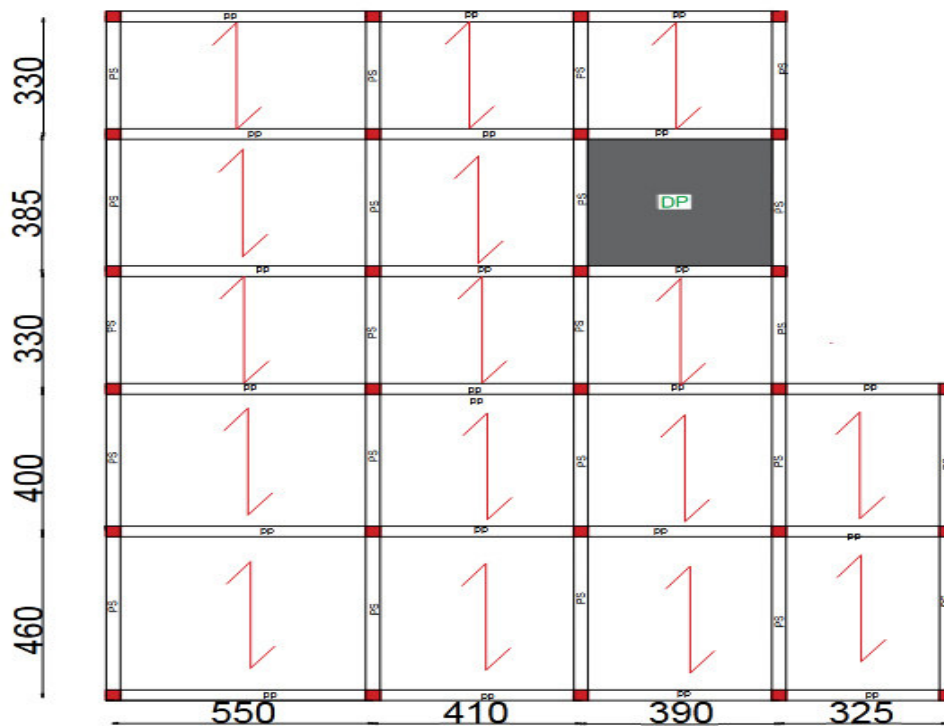
$h_0 = 4$ cm : hauteur de la dalle de compression.



FigII.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

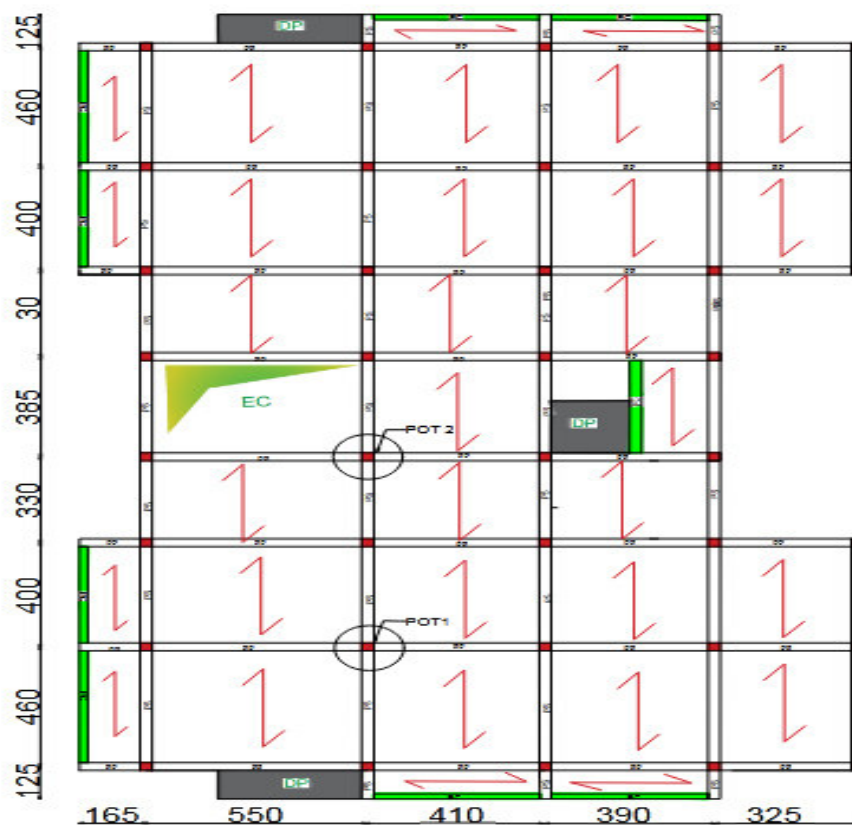
- Disposition des poutrelles :

Dispositions des poutrelles en entre sol :



FigII.2. Plane de dispositions des poutrelles en entre sol.

Dispositions des poutrelles en étage courant :



FigII.3. Plane de dispositions des poutrelles en étage courant.

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 quatre appuis :

$$L_x=355\text{cm} ; L_y= 360\text{cm}$$

$$\frac{355}{50} \leq e \leq \frac{355}{40}$$

$$7.1 \leq e \leq 8.875\text{cm}$$

Soit : $e > 11\text{cm}$ (pour 2 heures de coup feu)

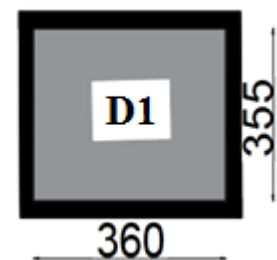


Fig II.4.Dalle sur 4 appuis.

Dalle sur deux appuis :

$$L_x= 110\text{cm} ; L_y= 355\text{cm}$$

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

$$\frac{110}{35} \leq e \leq \frac{110}{30} \rightarrow 3.14 \leq e \leq 3.66 \text{ cm}$$

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

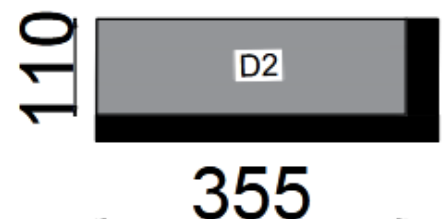


Fig II.5.Dalle sur 2 appuis.

On prend :

e=15cm(critère d'isolation phonique) pour tous les dalles

I.1.2. 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 : $\frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$

$L_x = 65 - 10 = 55$ cm : distance entre deux nervures successives.

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

$L_y = 330 - 30 = 300$ cm.

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

Soit : $b_0 = 10$ cm

$$\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) = \min(27.5; 30) = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 27.5 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65$ cm

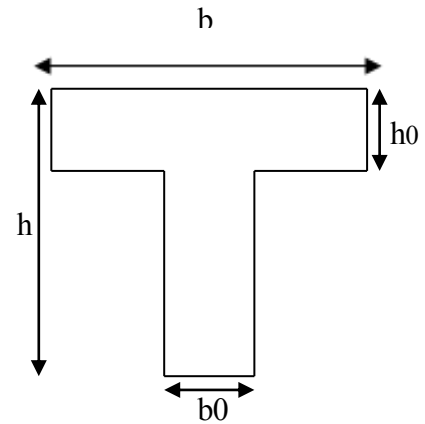


Figure. II.6. Schema d'une poutrelle

II.1.3. 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 :

$$S = 0.1165 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

Poids propre

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.1165$$

$$G = 2.91 \text{ KN/ml}$$

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

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

$$G_{int} = 20 \times 0.7 \times 0.015 = 0.21 \text{ KN/ml}$$

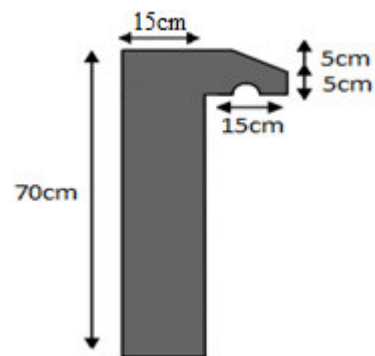


Fig II.7 : schémas de L'acrotère

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

$$G_{ext} = 20 \times 0.7 \times 0.02 = 0.28 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tot} = G + G_{int} + G_{ext} = 2.91 + 0.21 + 0.28 = 3.4 \text{ KN/ml}$$

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

II.1.4. 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 : $59 \leq g + 2h \leq 64$ (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

L_0 : la longueur projetée de la volée

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

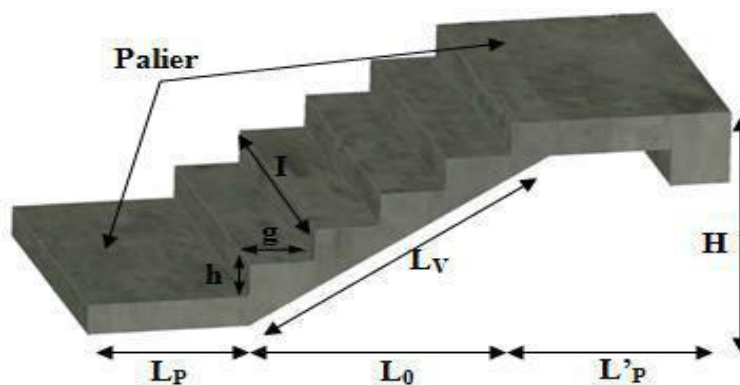
Si : $g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$ (2).

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 un seul type d'escalier : Escalier à une seule volée.



FigII.8. Schéma d'escalier.

H: hauteur de la volée, $H = 1.53 \text{ m}$

L_0 : longueur projeté de la volée, $L_0 = 2.40 \text{ m}$

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

AN: $64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$

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

$$g = \frac{L_0}{(n-1)} = \frac{240}{(9-1)} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la pailasse**

Elle est calculée par la relation suivante:

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

Avec: L_{p1} : longueur du palier, $L_p=205 \text{ cm}$

L_{p2} : longueur du palier, $L'_p=75 \text{ cm}$

L_v : longueur de la volée

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (240^2 + 153^2)^{1/2} = 284.6 \text{ cm.}$$

$$L = 284.6 + 205 + 75 = 564.6 \text{ cm.}$$

$$18.82 \leq e \leq 28.22 \text{ cm}$$

On prends:

$$e = 20 \text{ cm}$$

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

les dimensions de l'escalier type 1 sont reportées dans le Tableau suivant:

Tab II.1 : dimensions de l'escalier

L_0 (cm)	H (cm)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	L (cm)	e (cm)
240	153	9	17	30	32.52	564.6	20

II.1.5. L'ascenseur :

C'est un appareil constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique, servant au déplacement verticale personnes et des chargements vers les différents niveaux du bâtiment.

Dans notre projet l'ascenseur utilisé pour (08) personnes dont les caractéristiques suivantes :

- L_x : longueur de l'ascenseur 1.85 m.
- L_y : largeur de l'ascenseur 1,6 m.
- H : hauteur du l'ascenseur 2.2 cm.
- V : la vitesse d'ascenseur entre 1.1 et 1.4 m/s.
- F_c : charge due à la cuvette 145KN.
- P_m : charge due à l'ascenseur 15 KN.
- D_m : charge due à la salle des machines 51 KN.
- La charge nominale est de 630 kg.

$$g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 72,30 \text{ KN. } S = L_x \times L_y = 1,85 \times 1,6 = 2.96 \text{ m}^2$$

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.2.1. 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 ($L_{\max} = 5.20\text{m}$)

D'ou:

$$L_{\max} = 520\text{cm} \Rightarrow 34.66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

On prend : h=40cm

$$\text{On a : } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend : } b=30\text{cm}$$

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

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée..
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ 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} : Portée maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 340\text{ cm}$)

$$L_{\max} = 430\text{cm} \Rightarrow 28.66\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm} \quad \text{On prend : } h = 35\text{cm et } b = 30\text{cm}.$$

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

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

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

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

II.2.2. 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 :

- ✓ entre sol, R.D.C: $(h \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✓ 1^{er}, 2^{ème} étage : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ 3^{ème}, 4^{ème} étage : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ 5^{ème}, 6^{ème} étage : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 7^{ème}, terrasse inaccessible : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées pour tous les poteaux.

II.2.3. Les voiles:

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.

Dans notre cas :

Entre sol : $h_e = 520 - 20 = 500 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{500}{20} \Rightarrow a \geq 25 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad a = 25 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 \times 25 \Rightarrow \text{on prend} \quad L \geq 100 \text{ cm}$$

Autre niveau : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3 \text{ cm}$$

D'après le (RPA99), on ne peut pas prendre $a = 15 \text{ cm}$ ($a = 25 \text{ cm}$ pour voile entresol) pour les autres niveaux car on aura un changement brusque de rigidité par rapport au niveau d'entre sol donc on adoptera les dimensions suivantes :

RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étages : $a = 20 \text{ cm}$.

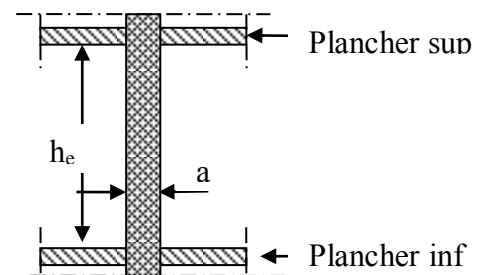


Fig.II.9 : coupe verticale d'un voile.

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 corps creux :**

Tab II.2:évaluation des charges sur le 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 (16+4)	20	14	2.8
Enduit en mortiers	1.5	18	0.27
Total			$\Sigma = 6.46$

$G_{ti} = 6.46 \text{ KN/m}^2$; 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 :**

Tab II.3 :évaluation des charges des planchers étages courants

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 (16+4)	20	14	2.8
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Totale			$\Sigma = 5.12$

$G_{pc} = 5.12 \text{ KN/m}^2$; 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 (habitation) (DTR BC2-2).

- **Plancher Dalle pleine**

Tab II.4 :évaluation des charges des planchers dalles pleines

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			$\Sigma = 5.07$

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)

- **Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :**

Tab II.5: Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Désignation des éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillons de protection	4	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Forme de pente	1%	22	2.2
Isolation thermique	1.5	18	0.27
Plancher à dalle pleine	15	25	3.75
Enduit en plâtre	1.5	18	0.27
Total			$\Sigma = 7.41$

G=7.41 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).

- paliers des escaliers

Tab II.6 : Evaluation des charges des paliers des escaliers

Désignation des éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	20	0.4
Mortier de pose	20	20	0.4
Lit de sable	20	18	0.36
Paillasse	0.20	25	5
Enduit de ciment	15	18	0.27
Charge permanent G			$\Sigma = 5.98$
Charge d'exploitation Q			2.5

- volées de l'escalier

Tab II.7: Evaluation des charges les volées de l'escalier.

Désignation des éléments		épaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids Volumiques surfaciques (KN/m ³)
Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
	Vertical	0.02*0.17/0.3		0.22
Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
	Vertical	0.02*0.17/0.3		0.22
Marche		$h/2=0.17/2$	22	1.87
Paillasse		$0.2/\cos(\alpha)$	25	5.93
Enduit de ciment		0.015	18	0.27
Charge permanent G				9.31
Charge d'exploitation Q				2.5

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

Tab II.8 :évaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Briques creuses	15	9	1.35
Lame d'air	5	0,00	0.00
Briques creuses	10	9	0.90
Enduit de ciment	2	18	0.36
Totale			$\Sigma = 2.81$

G=2.81 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) : $0.9 Q$

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

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

La descente de charge va se faire pour les poteaux (POT1, POT2) pour trouver la configuration la plus défavorable (voir Fig. II.3) en se référant à la surface afférente

• **Calcul des charges revenantes au POT 1**

La surface afferents:

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

$$S = [(1.85 + 2.15) \times 2.6] + [(1.9(2.15 + 1.85))]$$

$$S = 18 \text{ m}^2$$

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$G_{ti} = 8.52 \times 18 = 153.36 \text{ KN.}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 18 = 18 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant**

$$G_{pc} = 4.9 \times 18 = 88.2 \text{ KN.}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 18 = 27 \text{ KN.}$$

- **Poids des poutres**

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

$$= 0.3 \times 0.4 \times 4.5 \times 25 = 13.5 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 4 \times 25 = 10.5 \text{ KN}$$

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

La surface afferents:

$$S_{cc} = S_2 + S_3 + S_4$$

$$= (1.9 \times 1.5) + (1.775 \times 1.9) + (2.6 \times 1.5) = 10.123 \text{ m}^2$$

$$S_{volée} = (1.775 \times 1.85) = 3.284$$

$$S_{palier} = (1.775 \times 0.75) = 1.331$$

Plancher terrasse inaccessible en corps creu

$$G_{ti} = 8.52 \times 14.738 = 125.568 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 14.738 = 14.738 \text{ KN}$$

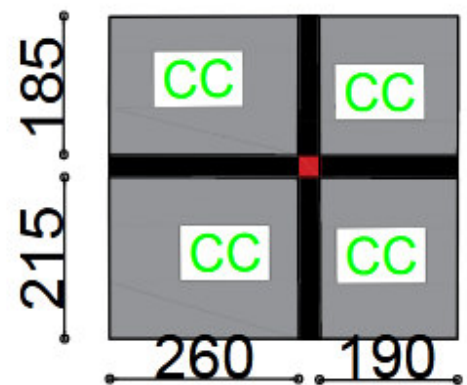


Fig II.10. Surface afférente du pot 1.

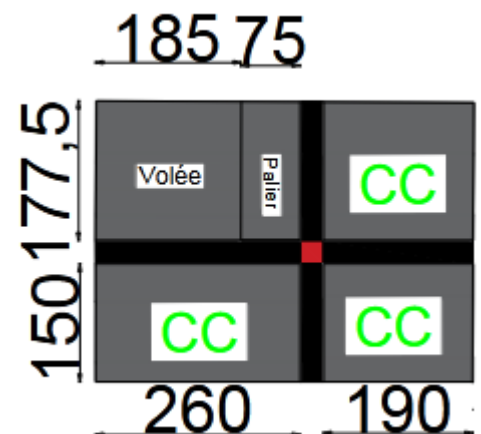


Fig. II.11. Surface afférente du pot 2.

- **Plancher étage courant**

$$G_{pcc}=10.123 \times 4.90=49.6 \text{ KN}$$

$$G_{palier}=1.331 \times 5.98=7.96 \text{ KN}$$

$$G_{volée}=3.284 \times 9.31=30.57 \text{ KN}$$

$$Q_{pcc}=1.5 \times 10.123=15.185 \text{ KN}$$

$$Q_{palier}=1.331 \times 2.5=3.327 \text{ KN}$$

$$Q_{volée}=30.284 \times 2.5=8.21 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres**

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

$$= 0.3 \times 0.4 \times 4.5 \times 25=13.5 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=0.3 \times 0.35 \times 3.275 \times 25=9.67 \text{ KN}$$

$$P_{ppl}=0.45 \times 0.45 \times 3.275 \times 25=9.67 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux**

Entre sol ,RDC :section des poteaux (55×55) cm²

$$P_{e.sol}=0.55 \times 0.55 \times 5.20 \times 25=39.325 \text{ KN}$$

$$P_{RDC}=0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25=21.0375 \text{ KN}$$

1^{ème} ,2^{ème} étage : section des poteaux (50×50) cm²

$$P_{1.2}=0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25=19.125 \text{ KN}$$

3^{ème} ,4^{ème} étage: section des poteaux (45×45) cm²

$$P_{2.3}=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25=15.491 \text{ KN.}$$

5^{ème} ,6^{ème} étage : section des poteaux (45×45) cm²

$$P_{5.6}=0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25=12.24 \text{ KN}$$

7^{ème} ,8^{ème} étage : section des poteaux (35×35) cm²

$$P_{7.8}=0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25=9.37 \text{ KN}$$

La descente de charge va se faire pour le poteau (POT1) car c'est lui qui présente la configuration la plus défavorable (voir figure.II.10) en se référant à la surface afférente.

Tab II.9: Descente de charge au droit du Poteau (POT1)

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	153.36	18
	Poutre principale	13.5	
	Poutre secondaire	10.5	
N2	G venant de N1	177.30	45
	Poteau (35*35)	9.37	
	Plancher courant	88.2	
	Poutres	24	
N3	G venant de N2	298.87	69.3
	Poteau (40*40)	12.24	
	Plancher courant	88.2	
	Poutres	24	
N4	G venant de N3	423.31	90.9
	Poteau (40*40)	12.24	
	Plancher courant	88.2	
	Poutres	24	
N5	G venant de N4	547.75	112.5
	Poteau (45*45)	15.49	
	Plancher courant	88.2	
	Poutres	24	
N6	G venant de N5	675.44	126
	Poteau (45*45)	15.49	
	Plancher courant	88.2	
	Poutres	24	
N7	G venant de N6	803.13	139.5
	Poteau (50*50)	19.5	
	Plancher courant	88.2	
	Poutres	24	
N8	G venant de N7	934.83	153
	Poteau (50*50)	19.5	
	Plancher Courant	88.2	
	Poutres	24	
N9	G venant de N8	1066.53	166.5
	Poteau (55*55)	21.0375	
	Plancher courant	88.2	
	Poutres	24	
N10	G venant de N9	1199.76	166.5
	Poteau (55*55)	39.325	
TOTAL	Σ	1239.091	166.5

Le poteau (POT1) 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%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1239.091 + 1.5 \times 166.5 = 1922.52 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 2114.77 \text{ KN}$

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

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

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2073.17}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.146 \text{ m}^2$$

A la base : $B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 \rightarrow c'$ est vérifiée.

b. Critère de stabilité de forme

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

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

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 .

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

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

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

l_f : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ (BAEL91 art B.8.3, 31)}$$

$$l_f = 0.7 \times 5.2 = 3.64 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{b} = 3.64 \times \frac{\sqrt{12}}{0.55} \Rightarrow \lambda = 22.946$$

$$\lambda = 22.946 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.782$$

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

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

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

$$\text{A.N: } B_r \geq \frac{2144.77 \times 10^{-3}}{0.782 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.123 m^2$$

$$B_r = (a-0.02) \times (b-0.02) = (0.55-0.02)(0.55-0.02) \Rightarrow B_r = 0.2809 m^2 > 0.123 m^2$$

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

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 : $(h \times b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$

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 :

- ✓ entre sol ,R.D.C: $(h \times b) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✓ 1^{er} , 2^{ème} étage : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ 3^{ème},4^{ème} étage : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ 5^{ème},6^{ème} étage : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 7^{ème} étage : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

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 reparties ou concentrées aux poutres principales.


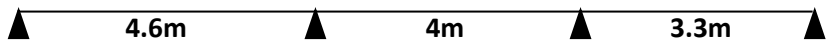


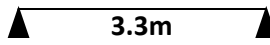

1. Disposition des poutrelles :

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 :

Tab III.1. Les différents types de poutrelles

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

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, et 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 :

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

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

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.

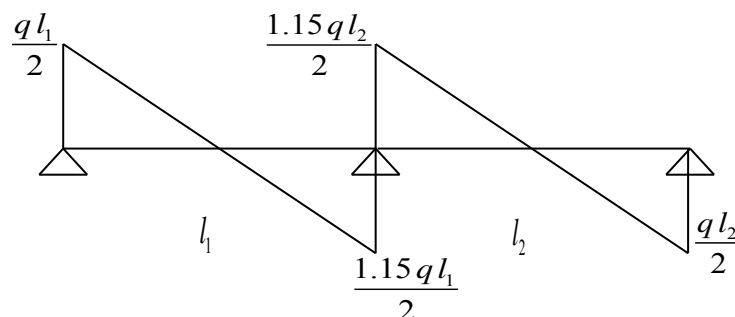
- **Les efforts tranchants :**

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 :

$$G = 8.52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 8.52; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Plancher étage courant + RDC :

$$G = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 4.9; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

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

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

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d'utilisation de cette méthode sont satisfaites, donc on applique la méthode forfaitaire pour tous les types de poutrelles.

- **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

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

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	8.52	1	12.63	8.45	9.52	6.188
Plancher étage courant + RDC	4.9	1.5	8.86	5.76	6.4	4.16

– **Exemples de calcul (type 1) :**

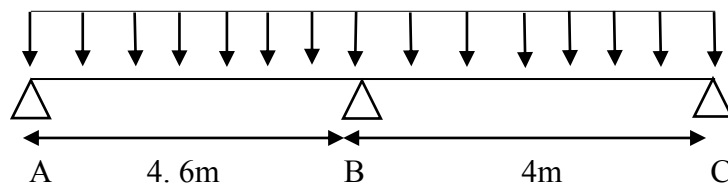


Fig.1 :Schémas statique de la poutrelle(type 1).

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 et a l'ELS :**

M_0 : Moment isostatique maximum.

$$M_0 = \frac{p_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{8.45 \times 4.6^2}{8} = 22.35 \text{ KN.m} \quad M_{0s}^{\max} = \frac{p_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.188 \times 4.6^2}{8} = 16.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^{\max} = 22.35 \text{ KN.m} \quad M_{0s}^{\max} = 16.36 \text{ KN.m}$$

▪ **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 $0.15 \times M_0^{\max}$.

$$\text{– A l'LEU} \left\{ \begin{array}{l} M_A = M_C = 0 \\ M_B = 0.6 \times M_{BC}^0 = 0.6 \times 22.35 = 13.41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{– A l'ELS} : \left\{ \begin{array}{l} M_A = M_C = 0 \\ M_B = 0.6 \times M_{BC}^0 = 0.6 \times 16.36 = 9.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ **Les moments fléchissant en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+8.55} = 0.105$$

– **Travée A-B : à l'ELU**

On a : $M_d = M_B = -13.41 \text{ KNm}$

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

$M_0 = 22.353 \text{ KN.m}$

$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.105 = 1.031$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.105}{2} = 0.615$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max(1.04 M_0, 1.05 M_0) = 1.05 M_0$$

$$M_t + \frac{0 + 13.41}{2} \geq 1.05 \times 22.353 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.105}{2} \times 22.353 \dots\dots\dots (2)$$

$M_t \geq 16.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$

$M_t \geq 13.74 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$

$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = 16.77 \text{ KN.m}$

– Travée A-B : à l'ELS

$$M_0 = 16.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_d = M_B = -9.708 \text{ KN.m} \quad M_g = M_d = 0 \text{ KN}$$

$$M_t + \frac{0 + 9.708}{2} \geq 1.05 \times 16.367 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.105}{2} \times 16.367 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 12.28 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 10.07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{AB} = \max(12.28; 10.07) = 12.28 \text{ KN.m}$$

– Travée B-C : A l'ELU

$$\text{On a : } M_d = M_C = 0 \text{ KN.m}; M_B = M_g = 13.41 \text{ KN.m}; M_0 = 16.9 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{13.41 + 0}{2} \geq 1.05 \times 16.9 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.105}{2} \times 16.9 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 11.04 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 10.39 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(11.04, 10.39) \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 11.04 \text{ KN.m}$$

– Travée B-C : à l'ELS

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

$$M_g = M_B = -9.708 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 12.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{9.708 + 0}{2} \geq 1.05 \times 12.38 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.105}{2} \times 12.38 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.09 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.61 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{BC} = \max(8.09; 7.61) = 8.09 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} = 8.09 \text{ KN.m}$$

▪ **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 :

$P_u = 8.45 \text{ KN/m} ; l_1 = l_{AB} = 4.6 \text{ m} ; l_2 = l_{BC} = 4 \text{ m}$

Pour la travée A-B : $V_0 = \frac{8.45 \times 4.6}{2} = 19.23 \text{ KN}$

Pour la travée B-C : $V_0 = \frac{8.45 \times 4}{2} = 16.90 \text{ KN}$

▪ **Calcul des efforts tranchants aux appuis V_0**

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 : $\begin{cases} V_A = V_0 = 19.23 \\ V_B = 1.15 V_0 = 22.02 \end{cases}$

Travée B-C : $\begin{cases} V_B = 1.15 V_0 = 19.43 \\ V_C = V_0 = 16.9 \end{cases}$ $V_{\max} = 22.02 \text{ KN.}$

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
$P_u, P_s \text{ (KN/m)}$	8.45	6.188	8.45	6.188
$M_0 \text{ (KN.m)}$	22.35	16.37	13.41	14.72
$M_g \text{ (KN.m)}$	0	0	13.41	9.71
$M_d \text{ (KN.m)}$	13.41	9.71	0	0
$M_t \text{ (KN.m)}$	16.77	12.28	11.04	8.09
$V_g \text{ (KN)}$	19.23	-	19.43	-
$V_d \text{ (KN)}$	22.02	-	16.9	-

Tab III.4. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).

Type 02	A		B		C		D	
	4.6m		4m		3.3m			
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
P_u, P_s (KN/m)	8.45	6.188	8.45	6.188	8.45	6.188		
M_0 (KN.m)	22.35	16.38	16.9	2.38	11.5	8.42		
M_g (KN.m)	0	0	11.18	8.18	8.45	6.19		
M_d (KN.m)	11.18	8.18	8.45	6.19	0	0		
M_t (KN.m)	17.88	13.09	8.78	6.43	5.93	4.34		
V_g (KN)	19.44	-	18.59	-	15.39	-		
V_d (KN)	21.38	-	18.85	-	13.94	-		

Tab III.5. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).

Type 03	A		B		C	
	4.1m		3.90m			
	ELU	ELS	ELU	ELS		
P_u, P_s (KN/m)	8.45	6.188	8.45	6.188		
M_0 (KN.m)	17.76	13	16.07	11.77		
M_g (KN.m)	0	0	10.68	7.8		
M_d (KN.m)	10.68	7.8	0	0		
M_t (KN.m)	13.32	9.75	11.54	8.52		
V_g (KN)	17.33	-	16.48	-		
V_d (KN)	19.92	-	14.33	-		

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

Type 06	A		B		C		D		E		F		G		H	
	4.60m		4.00m		3.30m		3.85		3.30m		4.m		4.6m			
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s	8.45	6.188	8.45	6.188	8.45	6.188	8.45	6.188	8.45	6.188	8.45	6.188	8.45	6.188	8.45	6.188
M_0	22.35	16.37	16.9	12.38	11.5	8.42	15.66	11.46	11.5	8.42	16.9	12.38	22.35	16.35		
M_g	0	0	11.18	8.18	8.94	6.54	8.94	6.54	8.94	6.54	8.94	6.54	11.18	8.18		
M_d	11.18	8.18	8.94	6.54	8.94	6.54	11.18	8.18	8.94	6.54	11.18	8.18	0	0		
M_t	17.88	13.09	8.78	6.43	5.93	4.34	9.4	6.88	5.93	4.34	8.78	6.43	17.88	13.09		
V_g	19.44	-	18.6	-	13.94	-	17.9	-	13.94	-	18.6	-	19.44	-		
V_d	21.38	-	16.9	-	15.34	-	16.2	-	15.34	-	16.9	-	21.38	-		

- Pour plancher étage courant +RDC :

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

Type 01				
	4.6m		4m	
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.76	4.16	5.76	4.16
M_0 (KN.m)	15.24	11.003	11.52	8.32
M_g (KN.m)	0	0	9.14	6.6
M_d (KN.m)	9.14	6.6	0	0
M_t (KN.m)	11.74	8.47	7.76	5.6
V_g (KN)	13.25	-	13.25	-
V_d (KN)	15.24	-	11.52	-

Tab III.8. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).

Type 02						
	4.6m		4m		3.3m	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16
M_0 (KN.m)	15.24	11.003	11.52	8.32	7.84	5.66
M_g (KN.m)	0	0	7.72	5.5	5.76	4.16
M_d (KN.m)	7.72	5.5	5.76	4.16	0	0
M_t (KN.m)	12.5	9.02	6.17	4.45	5.5	3.98
V_g (KN)	13.25	-	12.68	-	10.46	-
V_d (KN)	14.58	-	12.68	-	9.51	-

Tab III.9. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).

Type 03				
	4.1m		3.90m	
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.76	4.16	5.76	4.16
M_0 (KN.m)	12.11	8.74	10.96	7.91
M_g (KN.m)	0	0	7.27	5.24
M_d (KN.m)	7.27	5.24	0	0
M_t (KN.m)	9.33	6.73	8.09	5.84
V_g (KN)	11.81	-	12.93	-
V_d (KN)	13.58	-	11.24	-

Tab III.10 Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).

Type 04	A		B		C		D		E		F	
	4.60m		4.00m		3.30m		3.85m		3.30m			
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
P_u, P_s	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16
M_0	15.24	11	11.52	8.32	7.84	5.66	10.68	7.71	7.84	5.66	7.84	5.66
M_g	0	0	7.62	5.5	6.1	4.4	6.1	4.4	7.62	5.5	7.62	5.5
M_d	7.62	5.5	6.1	4.4	6.1	4.4	7.62	5.5	0	0	0	0
M_t	12.5	9.02	6.22	4.49	4.2	3.03	6.62	4.78	5.73	4.13	5.73	4.13
V_g	13.25	-	12.76	-	9.5	-	12.2	-	9.5	-	9.5	-
V_d	14.58	-	11.52	-	10.45	-	11.08	-	10.45	-	10.45	-

Tab III.11. Résultats de calcul a l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(05).

Type 05	A		B	
	3.3m			
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.76	4.16	5.76	4.16
M_0 (KN.m)	7.48	5.66	7.48	5.66
M_g (KN.m)	0	0	0	0
M_d (KN.m)	0	0	0	0
M_t (KN.m)	7.48	4.16	7.48	4.16
V_g (KN)	9.51	-	9.51	-
V_d (KN)	9.51	-	9.51	-

Tab III.12. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06).

Type 06	A		B		C		D		E		F		G		H	
	4.60m		4.00m		3.30m		3.85		3.30m		4m		4.6m			
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
P_u, P_s	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16	5.76	4.16		
M_0	15.24	11	11.52	8.32	7.84	5.66	10.68	7.71	7.84	5.66	11.52	8.32	15.24	11		
M_g	0	0	7.62	5.5	6.1	4.4	6.1	4.4	6.1	4.4	6.1	4.4	7.62	5.5		
M_d	7.62	5.5	6.1	4.4	6.1	4.4	6.1	4.4	6.1	4.4	7.62	5.5	0	0		
M_t	12.5	9.02	6.22	4.49	4.2	3.03	6.62	4.78	5.73	4.13	6.22	4.49	12.5	9.02		
V_g	13.25	-	12.76	-	9.5	-	12.2	-	9.5	-	12.76	-	13.25	-		
V_d	14.58	-	11.52	-	10.45	-	11.08	-	10.45	-	11.52	-	14.58	-		

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 :

$$M_t^u = 12.5 \text{ KN.m}; M_t^s = 9.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{intu}} = 9.14 \text{ KN.m}; M_a^{\text{ints}} = 6.6 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{riveu}} = 0.15 \times M_0^u = 2.29 \text{ KN.m} ; M_a^{\text{rives}} = 0.15 \times M_0^s = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 15.54 \text{ KN}$$

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 et RDC:

- **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} :

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

On a: $b_0 = 0.65 \text{ m}$; $h_0 = 0.04 \text{ m}$; $b_0 = 0.10 \text{ m}$; $d = 0.18 \text{ m}$.

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

$$M_t^{\text{max}} = 12.5 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{12.5 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0418 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

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

▪ **Calcul de A:**

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04799}) = 0.0534 ; Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.0534) = 0.176m$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{12.5 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.04 \text{cm}^2 ; A_t = 2.04 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2 \quad A_{\min} < A_t \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Donc on ferraille avec A_t calculée : $A = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{cm}^2$.

- **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 $b_0 \times h$.

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

$$M_{appui}^{\max} = 9.14 \text{KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0306$$

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

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

Avec :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0306}) = 0.0388 \quad z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0388) = 0.177m$$

$$A_{int} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.14 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.48 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2 < A_{\text{calculé}} \quad \text{On choisi : } A = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{cm}^2$$

Appui de rive :

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0077$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bU}}) = 0.0096 \quad z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.0096) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.367 \text{cm}^2$$

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

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

• **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 15.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.24 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.846 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ pas de risque de cisaillement.}$$

• **Choix des armatures transversales :**

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

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

• **L'espacement:**

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

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

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

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad St \leq 63 \text{ cm}$$

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

• **Vérification à L'ELU :**

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

– **L'appui intermédiaire :**

$$V_u = 15.54 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 15.54 - \frac{12.5}{0.9 \times 0.18} = -61.62 < 0$$

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

– **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.54 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad A_l \geq 0.41 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

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

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{0.18 \times 15.24 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.66 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}] = 3.25 \text{MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

• **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] = 19.8 cm

$$V_u = 15.14 \text{KN} < 128.1 \text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

• **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 :**

$$M_t^{max} = 9.02 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.25 \times 10^{-4}$$

H > 0 ⇒ l'axe neutre passe par la table de compression.

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

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.026$$

$$y_1 = -0.045 \text{m}; y_2 = 0.0392$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.0392)^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0392)^2 = 8.32 \times 10^{-5} \text{m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.02 \times 10^{-3}}{8.32 \times 10^{-5}} \times 0.0392 = 4.25 \text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

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

–En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 6.6KN.m$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.168 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

$$y = 3.26cm ; I = 5.87 \times 10^3 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.66Mpa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.... C'est vérifié. Etat limite d'ouverture des fissures :CBA93 (Art B-6-3)$$

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 fixer 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 : $\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 < \frac{1}{16}$ 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.

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.66 = 2.379KN/m$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.9 = 3.185 \text{ KN / m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (4.9 + 1.5) = 4.16 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.82 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.82 \frac{2.379 \times 4.60^2}{8} = 5.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.82 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.82 \frac{3.185 \times 4.60^2}{8} = 6.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.82 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.82 \frac{4.16 \times 4.60^2}{8} = 9.02 \text{ KN.m}$$

▪ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 3.92 \text{ cm}$.

Moment d'inertie :

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

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

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.4} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.21 \text{ cm} ; V_2 = 20 - 10.21 \Rightarrow V_2 = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.79^3) + 15 \times 2.36 \times (9.79 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 48311.41 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 48311.41 \text{ cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4\text{))}$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \text{ Le rapport de l'aire de la section tendue a l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.013 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.28 ; \lambda_v = 0.4 \times 3.28 = 1.312$$

– Contraintes

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{serj} \cdot (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{js} = 15 \times \frac{5.16 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^5}{8323.14} \Rightarrow \sigma_{js} = 130.96 MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{serg} \cdot (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{gs} = 15 \times \frac{6.9 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^5}{8323.14} \Rightarrow \sigma_{gs} = 175.33 MPa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{serp} \cdot (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{ps} = 15 \times \frac{9.02 \times (0.18 - 0.0392) \times 10^5}{8323.14} \Rightarrow \sigma_{ps} = 229.01 MPa$$

• Calcul de μ :

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 130.96 + 2.1} = 0.5902 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 175.33 + 2.1} = 0.675 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 229.01 + 2.1} = 0.0739 > 0$$

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

$E_i = 32164.2 MPa$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 MPa$ 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.

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 48311.46}{1 + 3.28 \times 0.59} = 17176.2 cm^4 . \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 48311.46}{1 + 3.28 \times 0.675} = 15700 cm^4 .$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 48311.46}{1 + 3.81 \times 0.739} = 14726 cm^4 . \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 48311.46}{1 + 1.312 \times 0.675} = 26700 m^4 .$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{5.16 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.2 \times 17176.2 \times 10^{-8}} = 1.97 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = \frac{6.9 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.2 \times 15700 \times 10^{-8}} = 2.89 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = \frac{9.02 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 32164.2 \times 14726 \times 10^{-8}} = 4.03 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = \frac{6.9 \times 10^{-3} \times 4.60^2}{10 \times 10721.40 \times 15700 \times 10^{-8}} = 5.1 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4,426 \times 10^{-3} m$$

• **La flèche admissible :**

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{460}{500} = 0.92cm$

$\Delta_f = 4,426 \times 10^{-3} m < f^{adm} = 9,2 \times 10^{-3} m$C'est vérifier

Ferraillage des différents types de poutrelles : Les résultats de ferraillage des différents types de poutrelles dans les différents types de planchers sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.13.ferraillage 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	1	M _t =11.74KN.m				M _a ^{int} =9.14KN.m				M _a ^{rive} =2.29KN.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	0.05	0.176	1.91	0.03	0.038	0.177	1.48	0.008	0.009	0.179	0.367
	2 ,4et6	M _t =12.5KN.m				M _a ^{int} =7.62KN.m				M _a ^{rive} =1.6KN.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	0.039	0.177	2.04	0.03	0.038	0.177	1.24	0.008	0.009	0.179	0.25
	3	M _t =9.33KN.m				M _a ^{int} =7.27KN.m				M _a ^{rive} =2.29KN.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)
		0.028	0.039	0.177	1.51	0.03	0.038	0.177	1.18	0.008	0.009	0.177	0.29
	5	M _t =7.84				M _a ^{int} =1.18				M _a ^{rive} =1.18KN.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	0.036	0.177	1.26	0.03	0.038	0.177	0.19	0.008	0.009	0.177	0.288
Terrasse Inaccessible	1	M _t =16.77KN.m				M _a ^{int} =13.41KN.m				M _a ^{rive} =3.35KN.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)
		0.059	0.072	0.175	2.76	0.031	0.038	0.177	2.18	0.008	0.009	0.179	0.53
	2et6	M _t =17.88KN.m				M _a ^{int} =11.88KN.m				M _a ^{rive} =2.65KN.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)
		0.059	0.077	0.175	2.94	0.03	0.038	0.177	1.92	0.008	0.009	0.177	0.36
	3	M _t =13.32KN.m				M _a ^{int} =10.68KN.m				M _a ^{rive} =2.65KN.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)
		0.044	0.056	0.177	2.16	0.03	0.038	0.177	1.73	0.008	0.009	0.177	0.42

- des barres et vérification au cisaillement :

Tabl III.14.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)	τ _u (Mpa)
Etage courant + RDC	2	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	14.58	0.62	3.25
	3	2HA10=1.57	2HA10=1.57	1HA10=0.79	13.58	0.58	3.25
	4	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	14.58	0.62	3.25
	5	2HA10=1.57	1HA10=0.79	1HA10=0.79	9.51	0.41	3.25
	6	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	14.58	0.62	3.25
Terrasse Inaccessible	1	3HA12=3.39	2HA12=2.26	1HA12=1.13	22.02	0.94	3.25
	2	3HA12=3.39	2HA12=2.26	1HA12=1.13	21.38	0.91	3.25
	3	3HA10=2.36	2HA12=2.26	1HA12=1.13	19.92	0.85	3.25
	6	3HA12=3.39	2HA12=2.26	1HA12=1.13	21.38	0.91	3.25

On choisit :

- 3HA10 en travée pour tous les types de poutrelles pour les étages courant.
- 3HA12 en travée pour tous les types de poutrelles pour la terrasse inaccessible
- 2HA10 en appui intermédiaire pour tous les types de poutrelles pour les étages courant
- 2HA12 en appui intermédiaire pour tous les types de poutrelles pour la terrasse inaccessible
- 1HA10 en appui de rive pour tous les types de poutrelles pour les étages courant
- 1HA12 en appui de rive pour tous les types de poutrelles pour la terrasse inaccessible

Choix des armatures transversales :

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

L'espacement 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.15.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)	σ _{bc} (Mpa)
Etage courant + RDC	1	8.47	8.32×10 ³	3.92	3.99	6.6	5.87×10 ³	3.26	3.66	15
	2,4et6	9.02	8.32×10 ³	3.92	4.25	5.5	5.87×10 ³	3.26	3.05	15
	3	6.73	8.32×10 ³	3.92	3.17	5.24	5.87×10 ³	3.26	2.91	15
	5	7.84	8.32×10 ³	3.92	3.69	1.18	5.87×10 ³	3.26	0.66	15
Terrasse Inaccessible	1	12.8	11.2×10 ³	4.58	5.23	9.71	8.02×10 ³	3.48	4.21	15
	2et 6	13.09	11.2×10 ³	4.58	5.35	8.49	8.02×10 ³	3.48	3.68	15
	3	9.75	11.2×10 ³	4.58	3.99	7.8	8.02×10 ³	3.48	3.38	15

b) Etats limites de déformation du béton :

Tab III.16.Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	type	q_{jsr} (KN/m)	q_{gsr} (KN/m)	q_{psr} (KN/m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Remarque
Etage courant +RDC	2, 4 et 6	2.379	3.185	4.16	0.426	0.92	Vérifiée
	3	2.379	3.185	4.16	0.263	0.82	Vérifiée
	5	1.729	3.185	4.16	0.121	0.66	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1	1.729	5.38	6.188	0.754	0.92	Vérifiée
	2 et 6	1.729	5.38	6.188	0.754	0.92	Vérifiée
	3	1.729	5.38	6.188	0.47	0.82	Vérifiée

• Le schéma de ferrailage des poutrelles :

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

Tab III.17.Schéma de ferrailage des poutrelles des différents planchers.

Plancher	Travée et appui de rive	Travée et appui intermédiaire
Etage courant + RDC		
terrasse inaccessible		

III.1.3 : Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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 : $A_{\perp} = A_{\parallel} = \text{TS } \varnothing_5 (15 \times 15\text{cm}^2)$

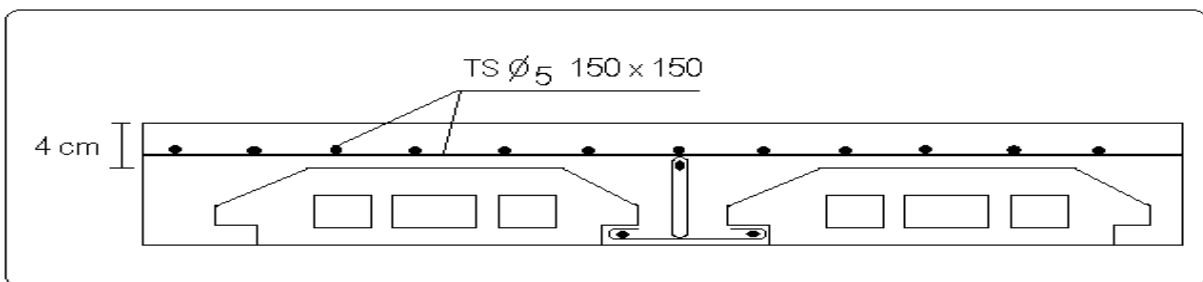


Fig III.2: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.4. Etude des dalles pleines:

Les types des dalles pleines qui existent dans la structure sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : type des dalles pleines.

Niveau	dalle plaine	Lx (cm)	Ly (cm)	P	E L U		E L S	
					u _x	u _y	u _x	u _y
Etage	D1	355	360	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
Courant	D2	110	355	0.31	/	/	/	/
Terrasse	D3	170	355	0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
Inaccessible	D4	355	380	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939

4.1 : Etude de la dalle sur 4 appuis :

On étudieras la dalle sur 4 appuis(D1) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{3.60} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

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

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

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

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

- **Calcul à l'ELU :** .

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \text{ (Annexe 3)}$$

appuis

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.58 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

$$\text{En travée : Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -2.34 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_u \cdot Ly}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 14.58 \text{ KN}$$

- **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.19: Ferraillage de la dalle sur 4 appuis.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculé/ml	A _{min} (cm ²)	A adoptée/ml	St (cm)
Sens x-x	En travée	4.97	1.11	1.21	4HA8=2.01 cm ²	25
	En appuis	4.74	0.52	1.21	4HA8=2.01 cm ²	25
Sens y-y	En travée	2.34	1.06	1.2	4HA8=2.01 cm ²	25

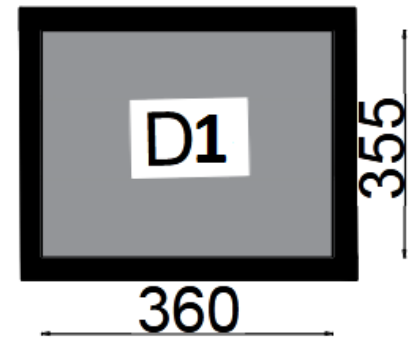


Fig.III.3 : Schéma d'une dalle sur 4

- **Vérification à l'ELU:**
 - **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.108 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.062 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2, \rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9594 \end{cases} \quad (\text{Annexe 3})$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 4.93 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.78 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.19 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.06 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -1.97 \text{ KN.m}$

- **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.

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

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

Tab III.20: contraintes dans le béton du la dalle sur 4 appuis.

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	4.19	3.36	6742.6	2.09	15	Vérifiée
Selon y-y	4.06	3.36	6742.6	2.03	15	Vérifiée
Appui inter	1.97	3.36	6742.6	1.45	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

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

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

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{355} = 0.042 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{La première condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{20 \times Ma} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.042 \dots\dots\dots \text{La deuxième condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0019 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

Tab III.21 :vérification de la flèche de D1.

Niveau	Dalle plane	Sens	fg _v (cm)	fj _i (cm)	fqi (cm)	fg _i (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)	Remarque
étage courant	D1	Selon x	0.076	0.018	0.042	0.025	0.074	0.71	Vérifier
		Selon y	0.074	0.018	0.042	0.024	0.073	0.72	Vérifier

Δf < f_{adm}.....La flèche est vérifiée.

4.2 :Etude des dalles D2 ,D3 et D4 :

- Calcul a l'ELU :

TabIII.22 :solicitation et ferrailage des dalles(D2,D3,D4).

Niveau	Dalle plane	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} /ml	A _{min} (cm ²)	A _{adp} /ml	St (cm)
étage courant	D2	En travée	M _t =1.55	0.34	1.77	4HA8=2.01 cm ²	25
		En appuis	M _a =0.73	0.16	1.77	4HA8=2.01 cm ²	25
Terrasse inaccessible	D3	En travée	M _{tx} =28.72	6.77	1.51	6HA12=6.79cm ²	16
			M _{ty} =12.68	2.86	1.2	4HA10=3.14cm ²	25
		En appuis	M _a =16.89	3.85	1.51	5HA10=3.93cm ²	20
	D4	En travée	M _{tx} =8.35	1.88	1.23	4HA8=2.01 cm ²	25
			M _{ty} =7.06	1.58	1.2	4HA8=2.01 cm ²	25
		En appuis	M _a =4.91	1.09	1.23	4HA8=2.01 cm ²	25

Vérification de l'effort tranchant:

TabIII.23 :vérification de cisaillement (D2,D3,D4).

Niveau	Dalle plane	Vu (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ (Mpa)	Remarque
Etage	D2	Vu=6.65	0.046	1.25	vérifier
Terrasse inaccessible	D3	Vu _{max} =10.32	0.079	1.25	vérifier
	D4	Vu _{max} =23.56	0.17	1.25	vérifier

• Calcul a l'ELS:

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab III.24: contraintes dans le béton des dalles (D2,D3,D4).

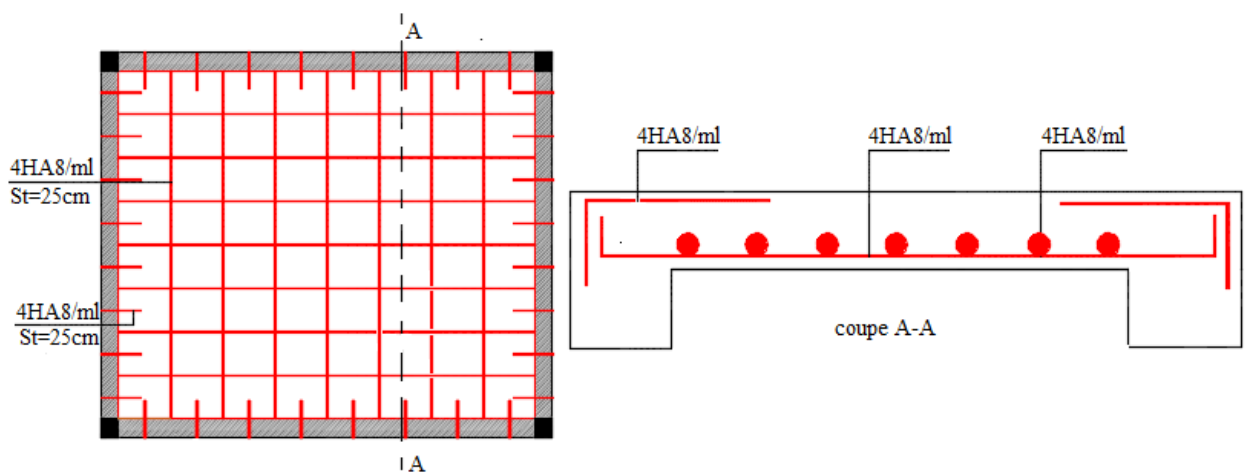
Niveau	Dalle plaine	Localisatio n	M_{ser} (KN.m)	A_{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b MPa	σ_{adm} MPa	Remarque
étage Courant	D2	En travée	$M_l=1.22$	2.01	2.51	3844.8	0.79	15	Vérifier
		En appuis	$M_a=0.58$	2.01	2.51	3844.8	0.37	15	Vérifier
Terrasse	D3	En travée	$M_{lx}=20.66$	6.79	4.22	10356.5	8.43	15	Vérifier
			$M_{ly}=9.12$	3.14	3.05	5608.7	4.97	15	Vérifier
		En appuis	$M_a=12.15$	3.93	3.36	6742.6	6.07	15	Vérifier
Inaccessible	D4	En travée	$M_{lx}=7.02$	2.01	2.51	3844.8	4.59	15	Vérifier
			$M_{ly}=6.27$	2.01	2.51	3844.8	4.11	15	Vérifier
		En appuis	$M_a=4.13$	2.01	2.51	3844.8	2.71	15	Vérifier

▪ Vérification de la flèche :

Tab III.25 :vérification de la flèche (dalles D2 D3 D4).

Niveau	Dalle plaine	Sens	Condition De la flèche	f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{qi} (cm)	f_{gi} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Remarque
Etage courant	D2	Selon x	Vérifier	/						
Terrasse	D3	Selon x	Vérifier							
		Selon y	Vérifier							
Inaccessible	D4	Selon x	N'est pas vérifier	0.160	0.020	0.073	0.0531	0.160	0.71	vérifier
		Selon y	vérifier	0.155	0.020	0.070	0.0518	0.154	0.76	vérifier

• Schéma de ferrailage :



FigIII.4: Schéma de ferrailage des dalles D1 et D4.

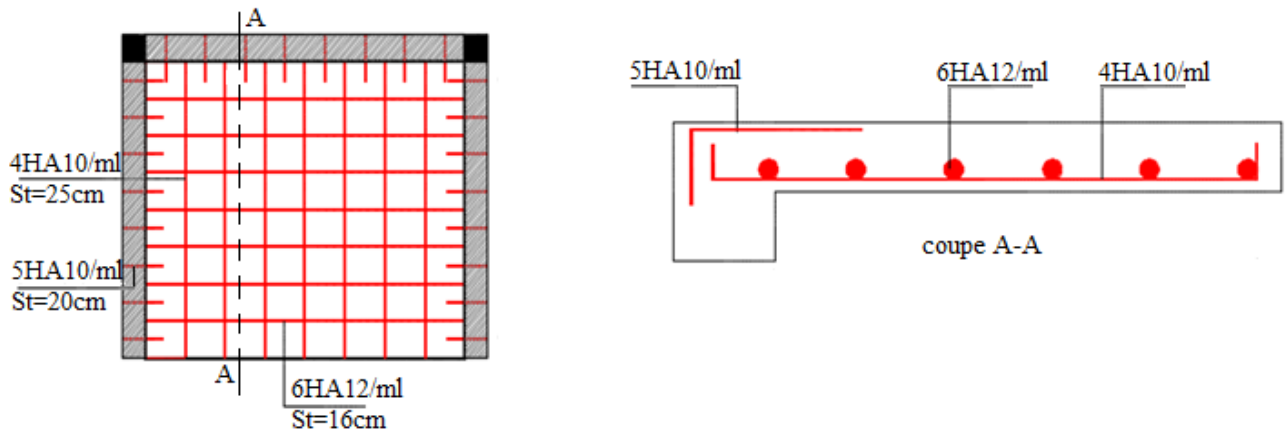


Fig III.5: Schéma de ferrailage de la dalles D3

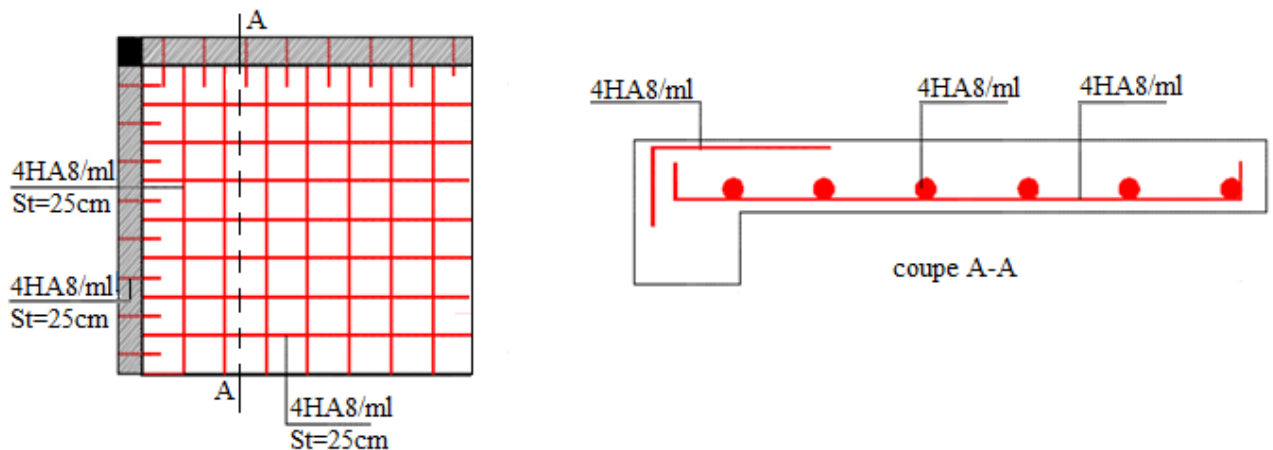


Fig III.6: Schéma de ferrailage de la dalle D2..

4.3 :Étude de la dalle pleine de locale des machines

a) Évaluation des charges et surcharge

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20\text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3\text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5\text{cm}$)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1\text{ KN} \quad Q = 1\text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735\text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1\text{ KN/m}^2$$

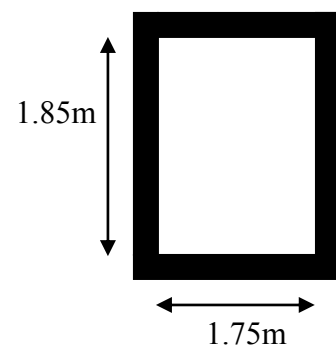


Fig III.7: Dalle sur quatre appuis.

a-1) Charges uniformément répartis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.75}{1.85} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

-Les sollicitationsà l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad (\text{Annexe 3})$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x \Rightarrow M_x = 0.0419 \times 9.735 \times 1.75^2 = 1.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8661 \times 1.25 = 1.08 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.25 = 1.06 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.25 = 0.375 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Tab III.26: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens	M (KN.m)	M _A (KN.m)	A _t cal(cm ²)	A _a cal (cm ²)	A _t adop(cm ²)	A _a adop(cm ²)
x-x'	1.06	0.375	0,169	0.06	5HA8=2.51	5HA8=2.51
y-y'	1.06	0.375	0.169	0.06	5HA8=2.51	5HA8=2.51

- Vérification de condition de non fragilitéPour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\text{En travée : Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.648 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_a b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.648 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures :

$$\text{Armatures // } L_x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures // } L_y : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

-Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2} \right)} = \frac{9.735 \times 1.75}{2 \times \left(1 + \frac{0.94}{2} \right)} = 5.79 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}.$$

- Vérification à l'ELS

-État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \text{ (Annexe 3)}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0491 \times 7.1 \times 1.75^2 = 1.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9087 \times 1.06 = 0.97 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.06 = 0.901 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.06 = 0.318 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A' = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab III.27: Résultats de calcul des contraintes de local des machines.

sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b MPa	σ _{adm} MPa	Remarque
Sens x-x	0.901	2.51	4.05	13686	0.26	15	vérifiée
Sens y-y	0.901	2.51	4.05	13686	0.26	15	vérifiée
appuis	0.318	2.51	3.32	9385	0.11	15	vérifiée

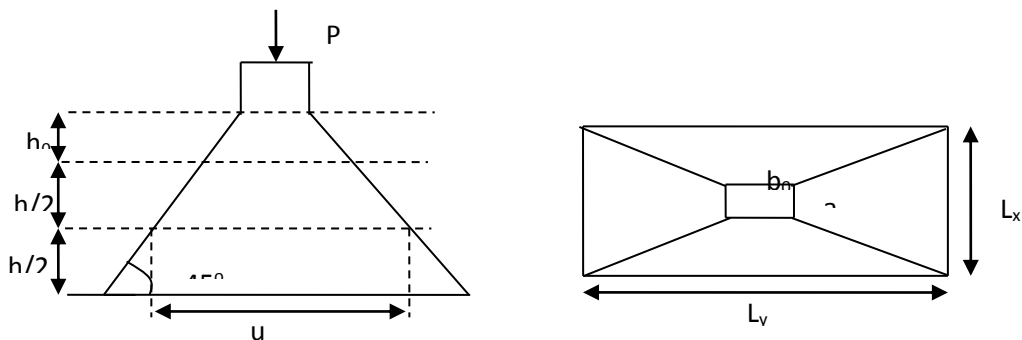


Fig III.8:La zone d'impact de la charge concentrée.

a-2) Cas de charges concentrées

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$).

On calcul le rectangle d'impact ($u \times v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h \quad v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

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

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \quad v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \text{ BAEL 91(article IV.3)} \quad M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

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

Calcul a l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.75}{1.85} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{110}{175} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.62 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{175} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.62 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.089; \begin{cases} \frac{u}{l_y} = \frac{110}{185} \Rightarrow \frac{u}{l_y} = 0.6 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{185} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.058$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.058 \end{cases} \text{ (Annexe 2)}$$

$$G = 103.3 \text{ KN} \quad q_u = 1.35G = 139.45 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.089 \times 139.45 = 12.41 \text{ Nm}$$

$$M_{y1} = 0.058 \times 139.45 = 8.08 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.25 \text{ KNm} \quad M_{y2} = 1.08 \text{ KNm.}$$

-La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.41 + 1.25 = 13.66 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.08 + 1.08 = 9.16 \text{ KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 13.66 = 11.61 \text{KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.16 = 7.78 \text{KNm.}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 13.66 = 4.10 \text{KNm.}$$

Les résultats du calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.28: Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _t ^{min} (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _a ^{min} (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)
x-x'	11.61	4.1	1.87	1.51	0.65	1.648	5HA8=2.51
y-y'	7.78	4.1	1.87	1.44	0.65	1.6	5HA8=2.51

- Vérification de condition de non fragilité

Pour h>12cm et ρ ≥ 0.4 :

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.648 \text{cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2.$

En appui :

$$A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \Rightarrow A_a = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 1.648 \text{cm}^2.$$

-Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 440 \text{cm}$$

$$q_u = 139.45 \text{KN} \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 825 \text{KN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{139.45}{3 \times 1.1} = 31.6 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{139.45}{3 \times 1.1} = 31.6 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.1755 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

-Espace des armatures

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Calcul a l'ELS : ($\nu = 0.2$)

1) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.089 + 0.2 \times 0.058) \times 72.3 = 7.27 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 5.48 \text{ KNm.}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0491 \times 7.1 \times 1.75^2 = 1.06 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0. \times 1.96 = 0.97 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.27 + 1.06 = 8.33 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.48 + 0.97 = 6.45 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times 8.33 = 7.08 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.45 = 5.48 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times 8.33 = -2.5 \text{ KNm.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0 ; \text{ avec : } A' = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab III.29 : Résultats de calcul des contraintes.

Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b MPa	σ _{adm} MPa	Remarque
x-x	7.08	2.51	4.05	13686	2.09	15	vérifiée
y-y	5.48	2.51	4.05	13686	1.61	15	vérifiée

- Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.108 \geq 1/16 = 0.06 \quad ; \quad h/l = 0.108 \geq \frac{M_r}{10 \times M_0} = 0.085 \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0014 < 0.0105$$

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

Schemas de ferrailage :

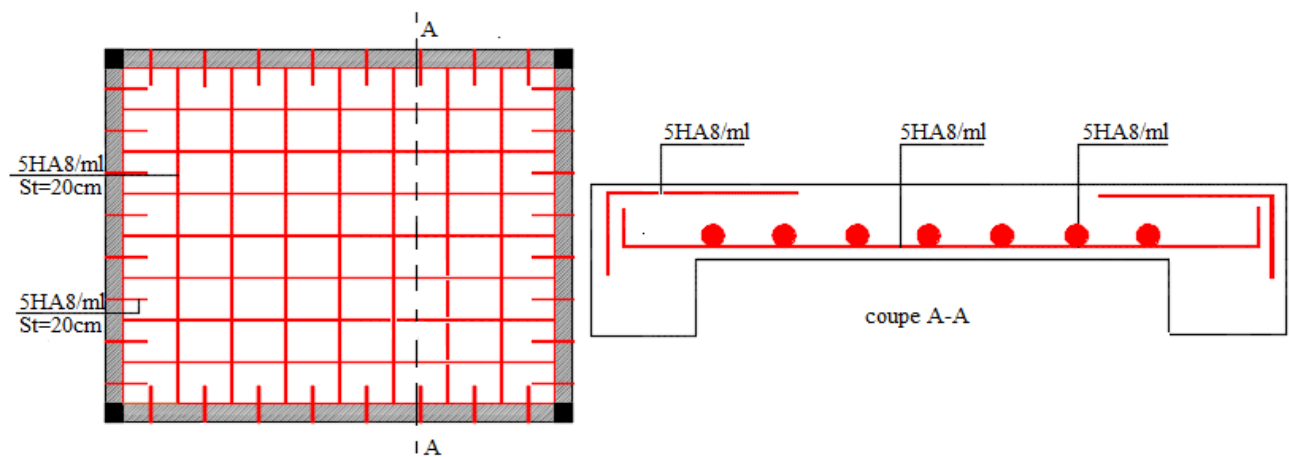


Fig III.9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine de locale des machines.

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 entrainer 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 1 seul type d'escalier : Escalier a un seule volet.

Calcul à l'ELU :

Avec :

p_{volée}=16.32KN/ml

p_{palier}=11.82 KN/ml

Réactions des appuis

⇒R_A=34.48 KN⇒R_B=37.47 KN

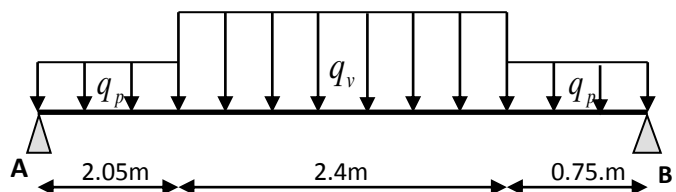


Fig III.10:Schéma statique de l'escalier ELU.

- Efforts tranchant et moment fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.30 : les sollicitations dans l'escalier a l'ELU.

Appuis	Réactions(KN)	V^{max} (KN)	M^{max} (KN.m)	
			$M_{t\ max}$	$M_{a\ max}$
A	34.48	37.48	37.4	24.93
B	37.47			

• Ferrailage :

Ferrailage du (palier + volée)

• En travée

Tab III.31: les sollicitations de l'escalier en travée.

Données			
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35G+1.5Q	M_u	37.40 KN. m
	Moment réduit ultime	μ_1	0.392

TabIII.32 :Ferrailage de l'escalier en travée.

Détermination de la section des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (z \times f_{su})$	$A_{st} = 6.03\ cm^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28}/f_e$	$A_{min} = 2.17\ cm^2$
Choix :	4HA 14	$S_t = 25cm$ $A_{st} = 6.16\ cm^2$

• En appuis

Tab III.33 : les sollicitations dans l'escalier en appuis

Données			
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35G+1.5Q	$M_a =$	24.93kN. m
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0.392

TabIII.34 :ferrailage de l'escalier en appuis

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (z \times f_{su})$	$A_{st} = 4.10\ cm^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28}/f_e$	$A_{min} = 2.17\ cm^2$
Choix :	4HA 12	$S_t = 25cm$ $A_{st} = 4.52\ cm^2$

- Armatures de répartition

En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit : $A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t=25\text{cm}$

En appuis $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit : $A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t=25\text{cm}$

▪ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots\dots(\text{CBA 93 A.5.2.2})$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.48 \times 10^{-3}}{0.18 \times 1} = 0.209 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

▪ Vérification des espacements

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t=25\text{cm} < \min(3.e, 33\text{cm})=33\text{cm}$
- Armatures secondaires : $S_t=25\text{cm} < \min(4.e, 45\text{cm})=45\text{cm}$

Calcul à l'ELS :

Avec $p_{volée}=11.81 \text{ KN/ml}$

$p_{palier}=8.48 \text{ KN/ml}$

Réactions des appuis

$\Rightarrow R_A=25.04 \text{ KN} \Rightarrow R_B=27.04 \text{ KN}$

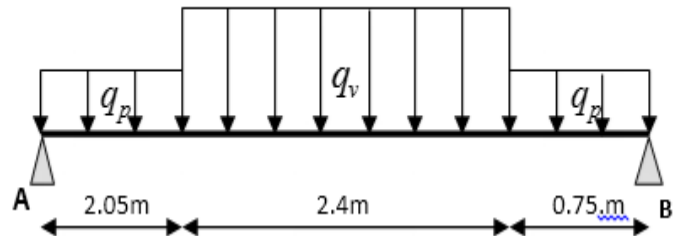


Fig III.11 :schéma statique de l'escalier ELS.

Efforts tranchant et moment fléchissant

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.35 : les sollicitations dans l'escalier a l'ELS.

Appuis	Réactions(KN)	V ^{max} (KN)	M ^{max} (KN.m)	
			M _{t max}	M _{a max}
A	25.04	27.04	27	18
B	27.04			

▪ Vérification de la contrainte de compression du béton

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

• Vérification des contraintes en travée :

Tab III.36 :vérification des contrainte en travée.

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	27 KN. M
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y - d) = 0$	4.91 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(y - d)^2$	19778.21 cm ⁴
contrainte dans le béton	$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	15 MPa
Vérification de contrainte de compression de béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	6.71 MPa < 15MPa Condition vérifiée

• Vérification des contraintes en appui :

Tab III.37 :vérification des contrainte en appuis.

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	18 KN. M
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y - d) = 0$	4.31 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(y - d)^2$	1537.34 cm ⁴
Vérification de contrainte dans le béton	$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	15 MPa
Vérification de contrainte de compression de béton	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	5.03 MPa < 15MPa Condition vérifiée

• Vérification de la flèche (palier+ volée)

Tab III.38 :vérification de la flèche d'escalier.

Vérification des conditions la flèche			
$h/L > 1/16$	0.038	0.075	Non vérifiée
$L < 8m$	5.20m	8m	Vérifiée
$A_s/b.d < 2/f_c$	3.42×10^{-3}	5×10^{-3}	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• Calcul de la flèche

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_t = 6.16 \text{ cm}^2$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 20 \text{ cm}$
	Longueur de la poutre	$L = 5.20 \text{ m}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 18 \text{ cm}$
Chargement	Charge permanente	$G = 9.31 \text{ KN/m}^2$
	Surcharge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
	Charge permanente sans revêtement	$j = 7.30 \text{ KN/ml}$
	Charge permanente avec revêtement	$g = 9.31 \text{ KN/ml}$
	Charge totale (G+Q)	$q = 11.81$

Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	$M_j =$	19.62	KN. m
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	$M_g =$	23.43	KN. m
Moment correspondant à q	$0.85 (q \times L^2) / 8$	$M_q =$	30.60	KN. m

Calcul du moment d'inertie				
Moment d'inertie		$I =$	339247	Cm^4
Calcul des contraintes correspondant				
Contrainte correspondant à j	$15M_j(d - y)/I$	$\sigma_j =$	194.739	MPa
Contrainte correspondant à g	$15M_g(d - y)/I$	$\sigma_g =$	232.555	MPa
Contrainte correspondant à q	$15M_q(d - y)/I$	$\sigma_q =$	303.691	MPa

Calcul des coefficients				
Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b_0)$	$\rho =$	0.00342	
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75 f_{t28} / 4 \rho \sigma_j + f_{t28}]$	$\mu_j =$	0.228	
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75 f_{t28} / 4 \rho \sigma_g + f_{t28}]$	$\mu_g =$	0.304	
Coefficient correspondant à q	$1 - [1.75 f_{t28} / 4 \rho \sigma_q + f_{t28}]$	$\mu_q =$	0.412	

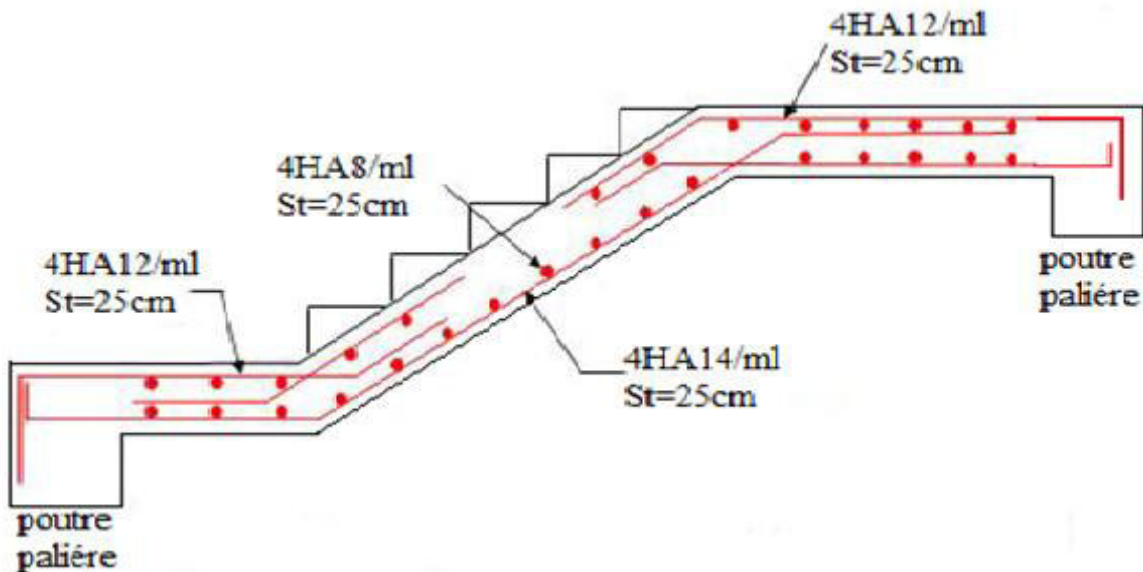
Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale instantanée du béton	$11000(f_{c28})^{1/3}$	$E_i =$	32164.20	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	$E_v =$	10721.398	MPa
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3b_0 / b) \rho$	$\lambda_i =$	6.1363	
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	$\lambda_v =$	2.4545	

Calcul du moment d'inertie				
Moment d'inertie correspondant à j	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j)$	$I_{ji} =$	0.0015521	m^4
Moment d'inertie correspondant à g	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g)$	$I_{gi} =$	0.0013011	m^4
Moment d'inertie correspondant à q	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q)$	$I_{qi} =$	0.0010564	m^4
Moment d'inertie correspondant à v	$1.1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g)$	$I_{gv} =$	0.0021358	m^4

Tab III.39 :résultat de la vérification de la flèche.

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	$f_{ji} =$	0.105002	cm
La flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	$f_{gi} =$	0.150012	cm
La flèche correspondant à q	$M_q L^2 / 10 E_i I_{qi}$	$f_{qi} =$	0.2413110	cm
La flèche correspondant à v	$M_g L^2 / 10 E_v I_{gv}$	$f_{gv} =$	0.2740121	cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$	$\Delta f_t =$	0.260772	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500$ $L/500$ Si $L > 500$ $0.5\text{cm} + L/1000$	$\Delta f_{adm} =$	0.525	cm
$\Delta f_t < \Delta f_{adm}$		La flèche est vérifiée		

Schéma de ferrailage :



FigIII.12:Schéma de ferrailage de l'escalier

III.3 : Etude de La poutre palière :

- Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$$

On prend : h =35cm ; b = 35cm

Selon RPA99/V2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ b/h \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b=35\text{cm} \\ h=35\text{cm} \\ b/h=1 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée } (b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

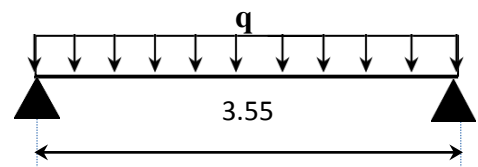


Fig III.13 :Schéma statique de la poutre palière.

Chargement sur la poutre

Tab III.40:chargement sur la poutre palière.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.35×0.35	3.0625
Poids du mur double cloison	2.81	0.9	2.529
Réaction due au palier	/	/	34.48

- Sollicitation

Tab III.41: sollicitations sur la poutre palière.

Combinaison de charge	$q_u = 1.35(3.0625+2.529) + 34.48$	42.018
Moment isostatique (KN. m)	$M_0 = q_u l^2 / 8$	66.192
Moment sur appuis (KN. m)	$M_a = 0.5M_0$	33.096
Moment en travée (KN. m)	$M_t = 0.85M_0$	56.25
L'effort tranchant(KN)	$V_u = q_u l / 2$	74.582

• Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple

– En travée

Tab III.42:Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple en travée

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Moment ultime réduit	$M_t / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0.1041$
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.1378$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$z = 0.3118m$
Détermination de la section des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (z \times f_{st})$	$A_t = 5.184cm^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28}/f_c$	$A_{min} = 1.395 cm^2$

– En appuis

Tab III.43 :Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple en appuis.

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Moment ultime réduit	$M_a / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0.0612$
Coefficient de la fibre neutre	$1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.0791$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$z = 0.319 m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_a / (z \times f_{st})$	$A_a = 2.97 cm^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28}/f_c$	$A_{min} = 1.395 cm^2$

Vérification à l'état limite ultime :

– Vérification de l'effort tranchant

Tab III.44 :vérification de cisaillement en flexion simple.

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{V_u}{b.d}$	$\tau_u =$	0.645	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0.1f_{c28}; 3MPa)$	$\overline{\tau_u} =$	$\min(2.5, 3)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	0.645 < 2.5 vérifiée		

• **Calculé à la torsion :**

Tab III.45 : vérification de cisaillement a la torsion (poutre palière 35x35)cm.

Torsion				
Moment à l'appui déjà calculée		$M_a =$	24.93	KN. M
La plus petite dimension		$b =$	35	Cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente	$h/6$	$e =$	5.833	Cm
Section efficace	$(b - e)(h - e)$	$\Omega =$	850.71	cm ²
périmètre de la section creuse	$2[(b - e) + (h - e)]$	$U =$	1.16667	M
Longueur de la poutre		$L =$	3.55	M
Moment de torsion	$M_a l / 2$	$M_T =$	44.25	KN. m
Armatures longitudinales de torsion	$A_l = (M_T \times U \times \gamma_s) / 2\Omega \times f_e$	$A_{lT} =$	8.7237	cm ²
Contrainte de torsion	$M_T / 2.e.\Omega$	$\tau_T =$	3.57	MPa
Contrainte admissible	$\min(0.13 f_{c_{28}}; 4MPa)$	$\tau_{u\text{ limite}} =$	2.5	MPa
Vérifications :	$4.88 < 3.25$	n'est pas vérifiée		

La condition n'est pas vérifier ,on doit augmenter la section de la poutre : on opte pour (40x40)cm.

• **Calculé à la torsion :**

Tab III.46 : vérification de cisaillement a la torsion (poutre palière 40x40)cm

Torsion				
Moment à l'appui déjà calculée		$M_a =$	24.93	KN. m
La plus petite dimension		$b =$	40	Cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente	$h/6$	$e =$	6.6667	Cm
Section efficace	$(b - e)(h - e)$	$\Omega =$	0.1111	cm ²
périmètre de la section creuse	$2[(b - e) + (h - e)]$	$U =$	1.3333	M
Longueur de la poutre		$L =$	3.55	M
Moment de torsion	$M_a l / 2$	$M_T =$	44.25	KN. m
Armatures longitudinales de torsion	$A_l = (M_T \times U \times \gamma_s) / 2\Omega \times f_e$	$A_{lT} =$	7.633	cm ²
Contrainte de torsion	$M_T / 2.e.\Omega$	$\tau_T =$	2.98	MPa
Contrainte admissible	$\min(0.13 f_{c_{28}}; 4MPa)$	$\tau_{u\text{ limite}} =$	3.25	MPa
Vérifications :	$2.98 < 3.25$	Condition vérifiée		

• **Armatures transversales en torsion**

A la torsion : $\frac{A_l \cdot f_e}{t \cdot \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \cdot \Omega}$ on fixe l'espace t = 15cm

$$A_l = \frac{M_T \cdot t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{0.04425 \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.111 \times 400} \Rightarrow A_l = 0.859 \text{ cm}^2$$

A la flexion simple : un espace t = 15cm
 $t = 20 \text{ cm} < \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm}$

$$A_l = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.4 \times 0.15}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille la poutre palière avec :

– **Armatures transversales A_t**

$$A_{\text{torsion}} + A_{F, \text{ simple}} = 0.6 + 0.859 = 1.459 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un Etrier $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

– **Armatures longitudinales**

$$\text{En travée : } A_{\text{torsion}} / 2 + A_{F, \text{ simple}} = 3.815 + 5.184 = 8.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{\text{torsion}} / 2 + A_{F, \text{ simple}} = 3.815 + 2.97 = 6.78 \text{ cm}^2$$

– **Choix :**

$$\text{En appui : } A_l = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_l = 8.99 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Pour les A_t on opte pour un étrier+ un cadre de diamètres 8

• **Vérification à l'état limite de service :**

– **Vérification des contraintes (poutre palière)**

Tab III.47: vérification de cisaillement a la torsion poutre palière(40x40)cm.

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	31.569KN. M
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y-d) = 0$	9.28 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(y-d)^2$	60146cm ⁴
Vérification de contrainte dans le béton	$\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	15 MPa
Vérification de contrainte	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	6.52MPa < 15MPa Vérifiée

• **Vérification de la flèche (poutre palière)**

Tab III.48: vérification de flèche poutre palière (40x40)cm.

Vérification de la flèche			
$h/L > 1/16$	0.112	0.0625	Vérifiée
$h/L > M_t/10M_0$	0.112	0.0849	Vérifiée
$A_s < 4.2bd/f_c$	9.24	15.96	Vérifiée

Les trois conditions précédentes sont vérifiées, donc pas de vérification pour la flèche

Le schéma de ferrailage de la poutre palière :

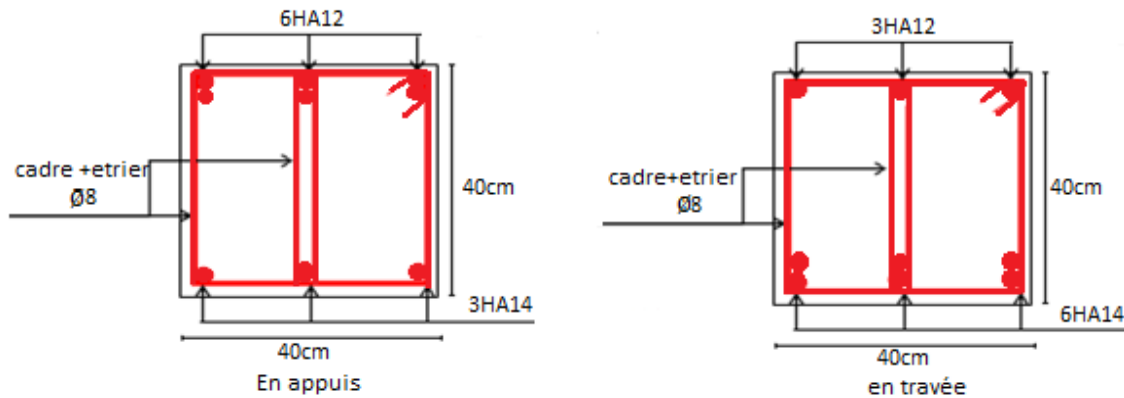


Fig III.14 :Schéma de ferrailage de la poutre palière.

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 $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de l'acrotère.

$$G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 2.81 \times \left(3.06 - \frac{0.65}{2}\right) = 7.69 \text{ KN/ml}$$

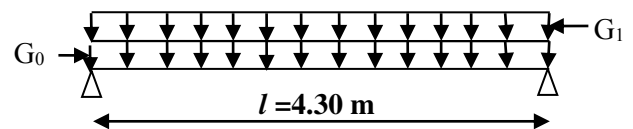


Fig III.15 :Schéma de la poutre de chaînage.

Calcul des sollicitations

Tab III.49 : sollicitation dans la poutre de chaînage.

Combinaison de charge	$q_u = 1.35(2.625 + 7.69) + (1.5)$	15.42
Moment isostatique (KN. m)	$M_0 = q_u l^2 / 8$	35.64
Moment sur appuis (KN. m)	$M_a = 0.5 M_0$	17.81
Moment en travée (KN. m)	$M_i = 0.85 M_0$	30.29
L'effort tranchant (KN)	$V_u = q_u l / 2$	33.15

Ferrailage:

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tab III.50: Ferrailage de la poutre de chaînage

	M_u (KN)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{opt}(\text{cm}^2)$	Observation
En travée	30.20	3.15	1.01	3HA12=3.39	Vérifié
En appuis	17.81	1.81	1.01	3HA10=2.36	Vérifié

• **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.381MPa$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.13f_{c28}; 5MPa) = 3.32MPa$.

$\tau_u = 0.381MPa \leq \tau_{adm} = 3.32MPa$ Vérifiée

• **Calcul des armatures transversales**

$\phi \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{min}) \Rightarrow \phi \leq 8.57mm$. On adopte un cadre et un épingle $\phi 6 : A_t = 3 \phi 6 = 0.85cm^2$

• **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 28.33cm$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 27cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} = -24.5cm$$

$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$ on prends $S_t = 20cm$.

• **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton , les résultats de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Tab III.51: vérification des contraintes

	M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	21.49	8.77	28933	6.502	15	Vérifiée
Appui	12.64	7.03	19041	3.729	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

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

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

$\frac{h}{L} = \frac{30}{430} = 0.0697 > \frac{1}{16} = 0.0625$ La première condition est vérifiée.

$\frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.0697$ La deuxième condition n'est pas vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0026 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ La troisième condition est vérifiée

Donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

Tab III.52 :résultats de la vérification de la flèche de la poutre de chaînage.

fg (cm)	fji (cm)	fqi (cm)	fgi (cm)	Δf (cm)	fadm (cm)
0.62	0.022	0.43	0.36	0.66	0.86

$\Delta f < f_{adm}$La flèche est vérifiée

• **Schéma de ferrailage :**

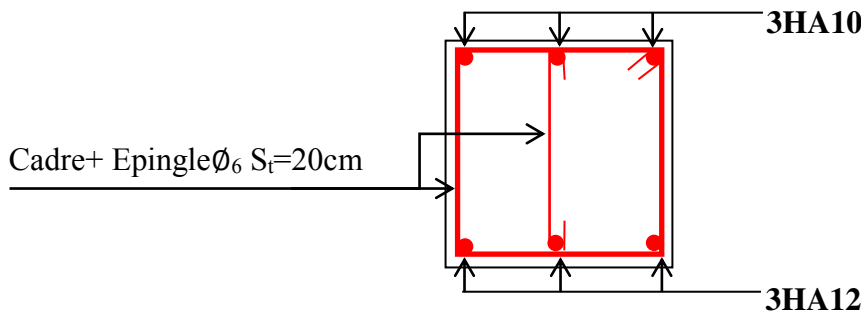


Fig III.16 :Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5. 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 :

$S = 0.1165 \text{ m}^2$

• **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. :

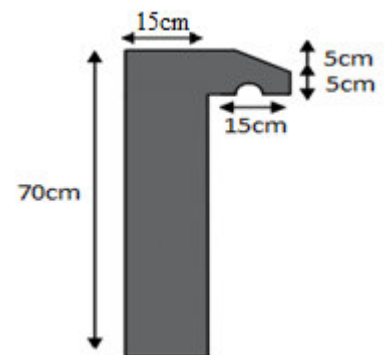


Fig III.17 : Schéma de l’acrotère.

Evaluation des charges

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1165 = 2.91 \text{ KN}$

– Poids d’enduit extérieur (ciment :e =1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 = 0.30 \text{ KN}$

– Poids d’enduit intérieur (ciment :e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN}$

$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.61 \text{ KN}$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

• **La force sismique :**

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

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ 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.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 3.61 = 2.31 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = 8.38 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = 36.88 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 3.61 \text{ KN} \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$N_{Fp} = 0 \quad M_{Fp} = 2.31 \times Y_g = 2.31 \times 0.3688 = 0.85 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

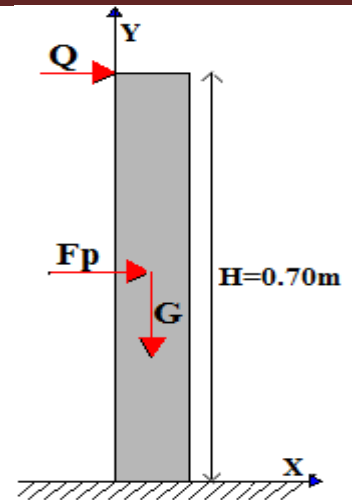


Fig III.18 : Schéma statique de l'acrotère

• **Combinaisons d'actions :**

Tab III.53. : Combinaison d'action au niveau de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.61	4.87	3.61
M (KN.m)	1.55	1.05	0.7

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 4.87 \text{ KN} \quad M_u = 1.05 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.21 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.117 \text{ m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ $\begin{cases} \text{le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central} \\ \text{donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage} \\ \text{se fait par assimilation à la flexion simple.} \end{cases}$

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.

$$\begin{cases} e_a = \max(2cm; \frac{h}{2}) = 2cm \\ e_2 = \frac{3 \times l_f \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots CBA 93(A.4.3.5) \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.7} = 0$

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 ; $l_f = 2h = 2 \times 0.7 = 1.4$ m

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.4}{0.1} = 14 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.215}{0.1}) = 43.12$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.012$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.215 + 0.012 + 0.02 = 0.247m$$

• **Ferraillage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$Nu = 4.87 \text{ KN}$$

$$Mu_G = Nu \cdot e = 4.87 \times 0.247 = 1.21 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = 0.247m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

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.

Selon le BAEL 91:

$$Mu_{ua} = Mu_G + Nu(d - 0.05) = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0148$$

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

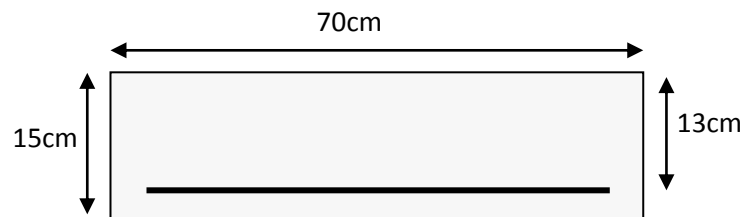


Fig III.19 : section a ferrailer.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.018 \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.013 \times 10}{348 \times 0.079} = 0.49 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.49 - \frac{4.87 \times 10^{-3}}{348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

• **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

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.58 \text{ cm}^2$ 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 : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

– **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + MQ = 2.31 + 0.7 = 3.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0376 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u = 0,0376 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ 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 : $d = 0.08 \text{ m}$.

$$N_{ser} = 3.61 \text{ KN} \quad M_{ser} = Q \times h = 0.7 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{bcA} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

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 :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{3.61} = 0.193 \text{ m} \quad ; \quad e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.193 - 0.05 = 0.143 \text{ m}$$

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

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.143^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.143) = -0.072 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.143^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.143)^2 = -0.041 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.072 y_c - 0.041 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.143 \leq y_c \leq -0.043$$

$$y_c = -0.133 \text{ m}$$

$$y = -0.133 + 0.143 = 0.01 \text{ m}$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times (-0.01)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 + 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.61 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,6 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.61 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 + 0.01) = -30.27 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ Mpa}$$

Schéma de ferrailage:

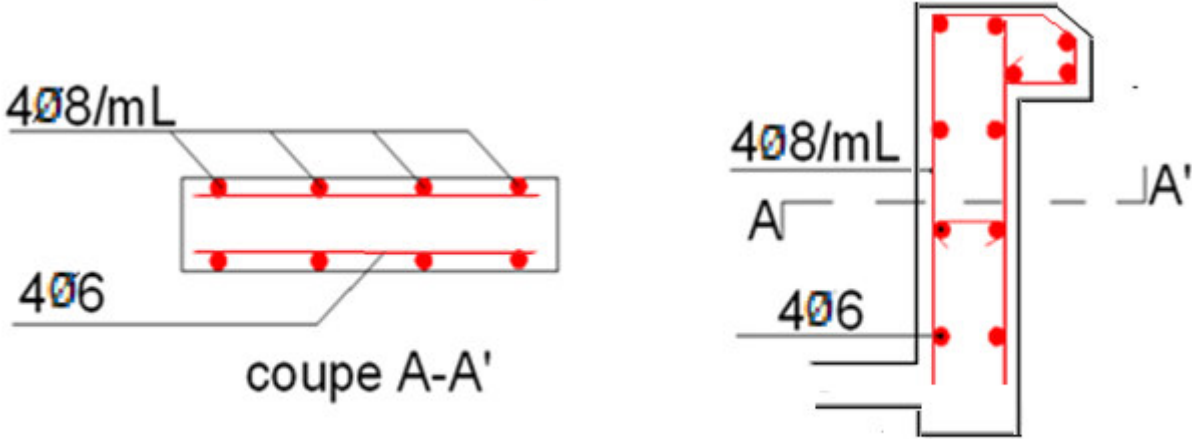


Fig III.20: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

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 l'ETABS 2016.

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 encastrée 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 les autres 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \rightarrow \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

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	Observée	P _q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	Q _x = 1.15		Q _y = 1.1	

Q_x=1.15 , 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 l'ETABS 2016, on trouve : W_{tot}=38386.7973KN.

- **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 :

- $h_N = 33.44m$: 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.

$\Rightarrow C_T = 0,05 \rightarrow$ RPA (tableau 4.6)

$$T = 0.05 \times 33.44^{3/4} = 0.7s$$

- L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée,
 $L_x = 28,25m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.
 $L_y = 17,05 m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 33.44}{\sqrt{28.25}} = 0.57s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 33.44}{\sqrt{17.05}} = 0.73s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.57s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.7s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est : $\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.57 = 0.74s \\ T_y = 1.3 \times 0.7 = 0.91s \end{cases}$

• **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_2) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$

Car : $0.4 \leq T \leq 3.0 s$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \rightarrow \text{RPA99} : \text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$

Avec ($\xi\%$) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage, on opte pour le contreventement mixte : $\xi = 7\% \rightarrow \text{RPA99}$ (Tableau 4.2)

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.57 = 0.74s \\ T_y = 1.3 \times 0.7 = 0.91s \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.74}\right)^{2/3} = 1.35 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.7}\right)^{2/3} = 1.405 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.15}{5} \times 38386.7973 = 1787.861KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.405 \times 1.10}{5} \times 38386.7973 = 1779.803KN$$

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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Avec :}$$

- 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**

Remarque

D'après l'article 4.3.3 du RPA 99/2003 los de calcul de spectre de réponse ,il y'a lieu de prendre lors de calcul de facteur de qualité que les irrégularités en plan est en élévation ont déjà était prisent en compte par le model.

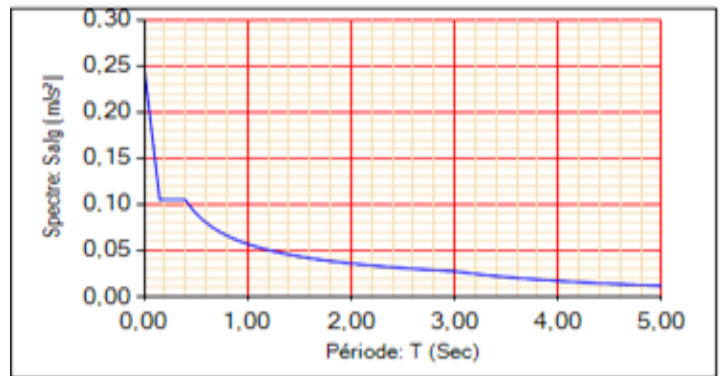


Fig.IV.1 Spectre de réponse

- **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 ETABS 2016

L'ETABS 2016 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.

Remarque :

Pour le voile Vx2 on admis une ouverture (L=1.20m , H=2m) au niveau de RDC.

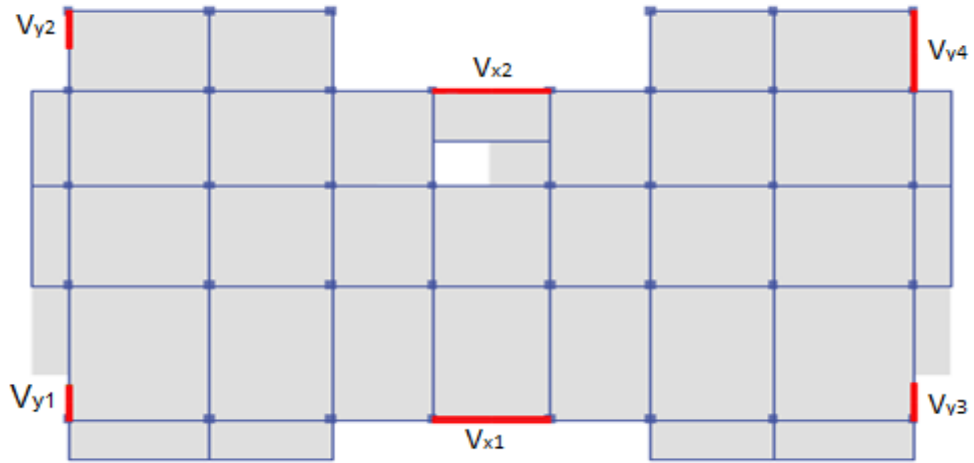


Fig.IV.2 Dispositions des voiles

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 16

Plan View - Story9 - Z = 24,48 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,87

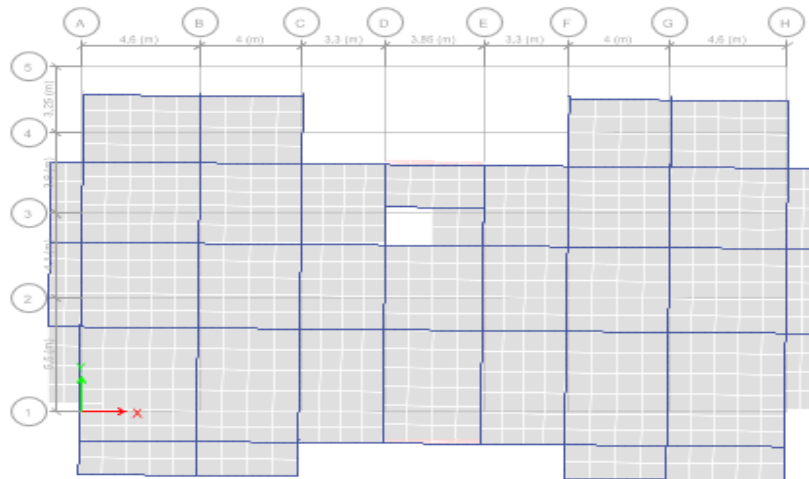


Fig.IV.3 : 1^{ère} mode de déformation (selon yy').

Plan View - Story9 - Z = 24,48 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,803

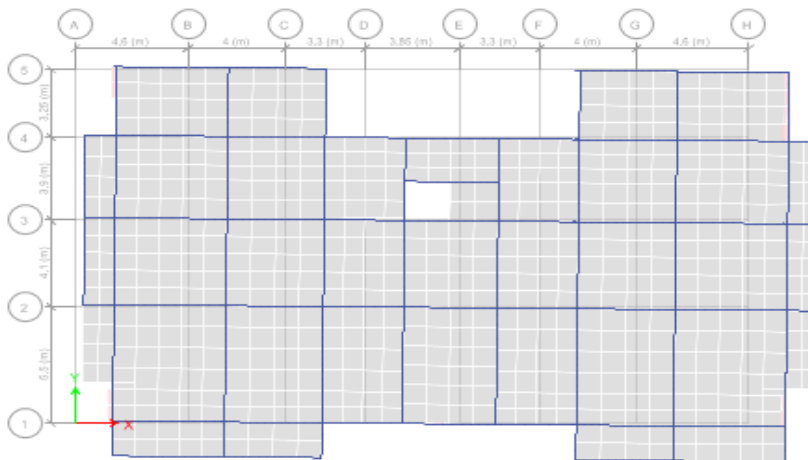


Fig.IV.4 : 2^{ème} mode de déformation (selon xx').

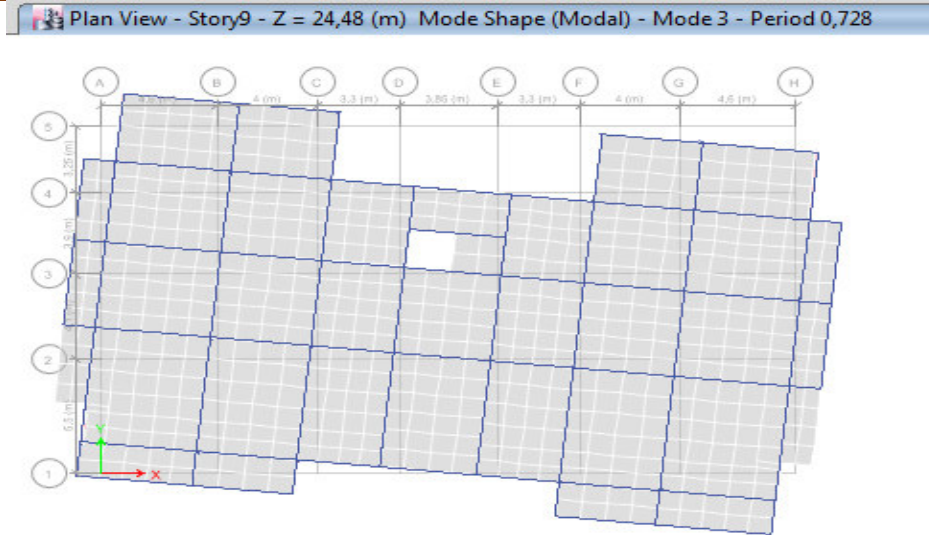


Fig.IV.5 :3^{ème} mode de déformation (selon zz')

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.

Mode	Période (s)	UX	UY	UZ	Somme UX	Somme UY
1	0,87	0,0006	0,7178	0	0,0006	0,7178
2	0,803	0,7217	0,0004	0	0,7224	0,7182
3	0,728	0,0031	0,0015	0	0,7255	0,7197
4	0,259	0,000046	0,1398	0	0,7255	0,8595
5	0,216	0,1724	0,0004	0	0,8979	0,8599
6	0,193	0,0018	0,0161	0	0,8997	0,876
7	0,125	0	0,0528	0	0,8997	0,9288
8	0,103	0,0174	0,0002	0	0,917	0,9291
9	0,098	0,0412	0,0001	0	0,9583	0,9292
10	0,089	0,0001	0,0092	0	0,9583	0,9384
11	0,089	0,0005	0,0184	0	0,9588	0,9568
12	0,08	0,0006	0,0001	0	0,9594	0,9569

Analyse des résultats :

Dans le tableau (IV.2) on a exposé les résultats du model en terme de période et de participation massique :

- Premier mode : Translation suivant la direction Y avec une période de T= 0,87s
 - Deuxième mode : Translation suivant la direction X avec une période de T= 0,803s
- le taux de participation massique a atteint 90% pour le mode 1 a partir du 8^{ème} mode et pour le mode 2 a partir du 7^{ème} mode.

VI.4.2. Justification de l'interaction portiques-voiles

• **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS 2016:

Tab IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
Entre sol	27046.8941	5271.2954	83.69	16.31	vérifiée

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée.

Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETABS 2016 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 %
entre sol	218.6474	615.8558	26,20	73,79	217.8893	471.1207	31.62	68.37
RDC	1121.9128	452.6233	71.25	28.74	746.6053	717.216	51.01	48.99
1 ^{ère} étage	495.4786	914.6878	35.13	64.86	702.3761	613.4331	53.37	46.62
2 ^{ème} étage	645.1744	660.9937	49.39	50.60	745.7109	447.2847	62.50	37.49
3 ^{ème} étage	587.0014	595.5598	46.63	50.36	657.0681	413.5947	61.37	38.62
4 ^{ème} étage	636.0089	406.7893	60.99	39.01	674.2497	263.7947	71.87	28.11
5 ^{ème} étage	513.9492	365.7721	58.42	41.57	526.937	258.6753	67.07	32.92
6 ^{ème} étage	523.6767	231.6026	69.33	30.66	508.6259	141.3062	78.25	21.74
7 ^{ème} étage	450.8870	201.9013	69.07	30.93	419.7655	137.7838	75.28	24.71

- **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/Version 2003, 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_{dyn} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens xx	1632.2228	1430.29	Vérifiée
Sens yy	1523.0567	1423.8431	Vérifiée

-Analyse des résultats

La condition est vérifiée selon les deux sens xx, yy.

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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99 (Article 4.19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tab IV.6 Vérification des déplacements selon xx.

Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Remarque
Entre sol	5.20	0,000738	0,00369	0	0,00369	0,0007096	vérifiée
RDC	3.06	0,001614	0,00807	0,00369	0,00438	0,0014313	vérifiée
1^{ère} étage	3.06	0,002916	0,01458	0,00807	0,00651	0,0021274	vérifiée
2^{ème} étage	3.06	0,004366	0,02183	0,01458	0,00725	0,0023692	vérifiée
3^{ème} étage	3.06	0,005946	0,02973	0,02183	0,0079	0,0025817	vérifiée
4^{ème} étage	3.06	0,007552	0,03776	0,02973	0,00803	0,0026241	vérifiée
5^{ème} étage	3.06	0,009166	0,04583	0,03776	0,00807	0,0026372	vérifiée
6^{ème} étage	3.06	0,010723	0,053615	0,04583	0,007785	0,0025441	vérifiée
7^{ème} étage	3.06	0,012223	0,06115	0,053615	0,0075	0,0024509	vérifiée

Tab IV.7 Vérification des déplacements selon yy

Niveau	h_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Remarque
Entre sol	5.20	0,00085	0,00425	0	0,00425	0,0008173	vérifiée
RDC	3.06	0,001592	0,00796	0,00425	0,00371	0,001212	vérifiée
1 ^{ère} étage	3.06	0,003136	0,01548	0,00796	0,00772	0,002522	vérifiée
2 ^{ème} étage	3.06	0,004892	0,02446	0,01568	0,00878	0,002869	vérifiée
3 ^{ème} étage	3.06	0,006738	0,03369	0,02446	0,00923	0,003016	vérifiée
4 ^{ème} étage	3.06	0,008544	0,04272	0,03369	0,00903	0,00295	vérifiée
5 ^{ème} étage	3.06	0,01028	0,05140	0,04272	0,00868	0,002838	vérifiée
6 ^{ème} étage	3.06	0,01188	0,05942	0,05140	0,00802	0,002620	vérifiée
7 ^{ème} étage	3.06	0,01341	0,06708	0,05942	0,00763	0,002493	vérifiée

- résultats

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens xx : $\Delta_k \text{ max} = 0.807 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$

Sens yy : $\Delta_k \text{ max} = 0.923 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : (RPA99/2003 (Article 5.9)).}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ (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 ».

Remarque :

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 à l'effet P-Δ.

Niveau	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
Entre sol	5.20	28369.1571	0,00369	831.7148	0,02420	0,00425	688.7421	0.03366
RDC	3.06	34983.2428	0,00438	1591.048	0,03147	0,00371	1485.605	0.05463
1 ^{ère} étage	3.06	30526.502	0,00651	1499.411	0,04331	0,00772	1416.631	0,05436
2 ^{ème} étage	3.06	26279.6129	0,00725	1391.321	0,04475	0,00878	1319.0601	0,05716
3 ^{ème} étage	3.06	22032.7239	0,0079	1270.085	0,04478	0,00923	1200.271	0,05538
4 ^{ème} étage	3.06	17901.0385	0,00803	1123.673	0,0418	0,00903	1060.0315	0,04983
5 ^{ème} étage	3.06	13769.3532	0,00807	956.261	0,03797	0,00868	899.628	0,04341
6 ^{ème} étage	3.06	9739.8667	0,007785	767.097	0,0323	0,00802	715.1326	0,03569
7 ^{ème} étage	3.06	5710.3801	0,00750	518.632	0,02698	0,00763	480.4145	0,02963

- 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 utilisée

est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$ RPA 99 (Article 7.1.3.3)

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par l'ETABS 2016.
- 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)	ν	Observation
Entre sol	55×55	3025	1664.0486	0,22	Vérifiée
RDC	55×55	3025	1529.173	0.202	Vérifiée
1 ^{ère} étage	50×50	2500	1332.3134	0,213	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50×50	2500	1141.6181	0,182	Vérifiée
3 ^{ème} étage	45×45	2025	952.7939	0,188	Vérifiée
4 ^{ème} étages	45×45	2025	769.7082	0,152	Vérifiée
5 ^{ème} étages	40×40	1600	588.8368	0,147	Vérifiée
6 ^{ème} étages	40×40	1600	412.6771	0,103	Vérifiée
7 ^{ème} étages	35×35	1225	239.5531	0,078	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 ETABS 2016 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.
- $\phi_{\min} > 12 \text{ mm}$ (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' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

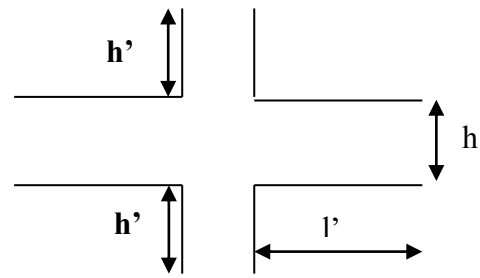


Fig.V.1 : Zone nodale.

- **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)
entre sol et RDC	55×55	24.2
1 ^{eme} et 2 ^{eme} étages	50×50	20
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	45×45	16.2
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	40×40	12.8
7 ^{eme} étage	35×35	9.8

- 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_1, 15\text{ cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_1 \end{array} \right.$$

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.

$$\lambda_g : \text{est l'elencement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

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 ETABS 2016 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}		V _{max}
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	KN
Entre sol+RDC	55x55	2243,6777	5,1794	49,8934	25,2639	612,1972	168,5235	81,3902
1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	50x50	1795,3355	16,0011	104,9673	28,8135	290,6472	85,3987	56,2494
3 ^{ere} , 4 ^{eme} étage	45x45	1287,9424	13,813	75,9051	26,409	228,1272	76,4733	51,6014
5 ^{ere} , 6 ^{eme} étage	40x40	799,5138	12,8284	43,7896	21,423	142,6258	58,4063	39,0935
7 ^{ere} étage	35x35	325,8698	14,4036	25,128	18,0401	162,5784	48,5478	33,7363

V.1.3. Ferrailage des armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

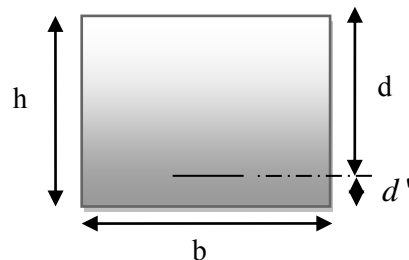
Soit le poteau de entre sol (55X55) :

$$b=55\text{cm} ; h=55\text{cm}$$

$$d=52\text{cm} , d'=3\text{cm} , f_{c28}=25\text{Mpa} ; \text{acier FeE400}$$

1) Calcul sous : N_{max} → M_{cor}

$$N_{\max}=2243,6777\text{KN} \quad M_{\text{cor}}=5.1794\text{KN.m}$$



$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.23 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ cm} \quad \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

N_u (compression) donc la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$N_u \times (d-d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u(d-h/2) = 0.5548.$$

$$N_u \times (d-d') - M_{ua} = 2243.6777 \times 10^{-3} (0.52 - 0.03) - 0.5548 = 0.544 \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu} = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) 0.55 \times 0.55 \times 14.2 = 0.69 \dots (2)$$

$$(1) \leq (2)$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.5548}{14.2 \times 0.55 \times 0.52^2} = 0.262$$

$$\alpha = 0.387 \quad Z = 0.439$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.5548}{0.439 \times 348} = 36.31 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -28.16 \text{ cm}^2$$

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 (Cm ²)	Combi-naison	Type de section	A _{cal} /face Cm ²	A _{min} Cm ²	A _{min} (RPA) Cm ²	Choix des armatures	A _{adopter} (cm ²)
Entre sol+ RDC	55×55	ELA	SPC	1.64	4.53	24.2	4HA20+8HA14	A=24.89cm ²
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	50×50	ELA	SPC	1.21	3.75	20	4HA16+8HA14	A=20.36cm ²
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	45×45	ELA	SPC	2.24	3.04	16.2	4HA16+8HA12	A=17.07cm ²
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40×40	ELA	SPC	2.72	2.40	12.8	12HA12	A=13.57cm ²
7 ^{ème} étage	35×35	ELA	SPC	2.36	1.83	9.8	12HA12	A=13.57cm ²

V.1.4. Ferrailage des armatures transversales

On prend pour exemple de calcul le poteau du entre sol (55×55)cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{lf}{a} \text{ ou } \frac{lf}{b} \right) = \frac{0.7 \times 5.2}{0.55} = 6.61 \rightarrow \rho = 2.5$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{\max} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

- **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

- **Quantité d'armature minimale :**

On a $\lambda_g \geq 5$: d'où :

$$\text{Zone nodale : } A_{\min}^t = 0.3\%(t \times b) = 0.3\%(10 \times 55) = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min}^t = 0.3\%(t \times b) = 0.3\%(15 \times 55) = 2.475 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour **6HA8=3.02cm²**

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		Etre sol	RDC	1 ^{ere} , 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} étages
Section (cm ²)		55x55	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
$\phi_{l. \max}$ (cm)		2	2	1.6	1.6	1.2	1.2
$\phi_{l. \min}$ (cm)		1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
L_0 (cm)		520	306	306	306	306	306
L_f (cm)		364	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g		6.61	3.89	4.284	4.76	5.35	6.12
ρ_a		2.5	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
V_u (KN)		81.9302	81.9302	56.2494	51.6014	39.0935	33.7363
L_r (cm)		64	64	64	56	56	56
S_r (cm)	z.nodale	10	10	10	10	10	10
	z.courante	15	15	15	15	15	15
A_t^{\min} (cm)	z.nodale	1.65	1.65	1.5	1.35	1.2	1.02
	z.courante	2.475	2.475	2.24	2.025	1.8	1.575
A^t (cm ²)		1.65	1.65	1.5	1.35	1.2	1.02
$A^t_{\text{adopté}}$ (cm ²)		3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
N^{bre} des cadres		6T8	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8

Conformément aux règles du RPA 99/version2003et 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.

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela le CBA93 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite de stabilité de forme, la relation à vérifier est la suivante :

Avec : $B_r = (b - 2) * (h - 2)$: section réduit du poteau

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V.5 : Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Section(cm ²)	I(m)	λ	α	Br	Nu(KN)	Nu _{max} (KN)	Obs
Entre sol RDC	55X55	0.0103	22.89	0.783	0.2809	10820.89	2161.608	vérifier
1 ^{er} ,2 ^{eme} Etage	50X50	0.0068	14.82	0.82	0.2304	8650.21	1756.018	vérifier
3 ^{eme} ,4 ^{eme} Etage	45X45	0.0045	16.46	0.813	0.1849	5977.14	1255.2923	vérifier
5 ^{eme} ,6 ^{eme} Etage	40X40	0.0027	18.52	0.804	0.1444	3674.51	777.5143	vérifier
7 ^{eme} étage	35X35	0.0017	21.17	0.792	0.1089	2324.56	318.3517	vérifier

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 $\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre superieure.} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.} \end{cases}$$

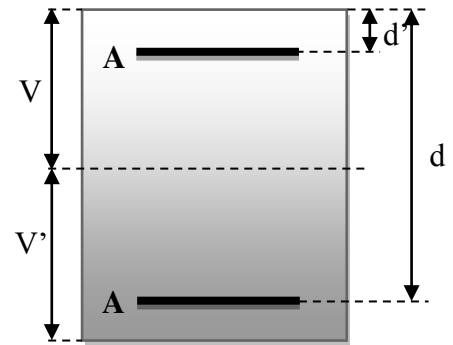
$B = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogène).

$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$

$V = \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d) \right] \times \frac{1}{B}$ 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)	σ _{bc} (MPa)
Entre sol RDC	55x55	0.52	24.82	33.91	21.08	0.0103	1626.218	3.776	5.42	5.60	15
1 ^{re} , 2 ^{eme} étages	50x50	0.47	20.36	30.74	19.25	0.0068	1303.70	11.6693	5.25	5.49	15
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	45x45	0.42	17.07	27.81	17.18	0.0045	935.917	10.0742	4.65	4.85	15
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	40X40	0.37	13.5	24.70	15.29	0.0027	582.027	9.3598	3.67	3.67	15
7 ^{eme} étages	35X35	0.32	13.57	22.81	12.18	0.0017	239.039	10.5526	1.98	1.98	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

$$\text{suivante : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \rightarrow \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 \rightarrow \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	section	L_r (m)	λ_g	ρ_d	d (m)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
Entre sol , RDC	55x55	3.64	6.61	0,075	0.52	81.3902	0.547	1.875	Vérifier
1 ^{eme} , 2 ^{eme} étages	50x50	2.142	4.28	0,04	0.47	56.2494	0.509	1	Vérifier
3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	45x45	2.142	4.76	0,04	0.42	51.6014	0.650	1	Vérifier
5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	40x40	2.142	5.35	0,075	0.37	39.0935	0.713	1.875	Vérifier
7 ^{eme} étages	35x35	2.142	6.12	0.075	0.32	33.7363	0.941	1.875	Vérifier

V.1.6. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement (L_r)** : Soit L_r la longueur de recouvrement Tel que :

$$L_r \geq 40 \times \phi$$

$$\begin{cases} \phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, \text{ Soit : } L_r = 50cm \\ \phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ Soit : } L_r = 60cm \\ \phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ Soit : } L_r = 65cm \\ \phi_l = 20mm \Rightarrow L_r \geq 80cm, \text{ Soit : } L_r = 80cm \end{cases}$$

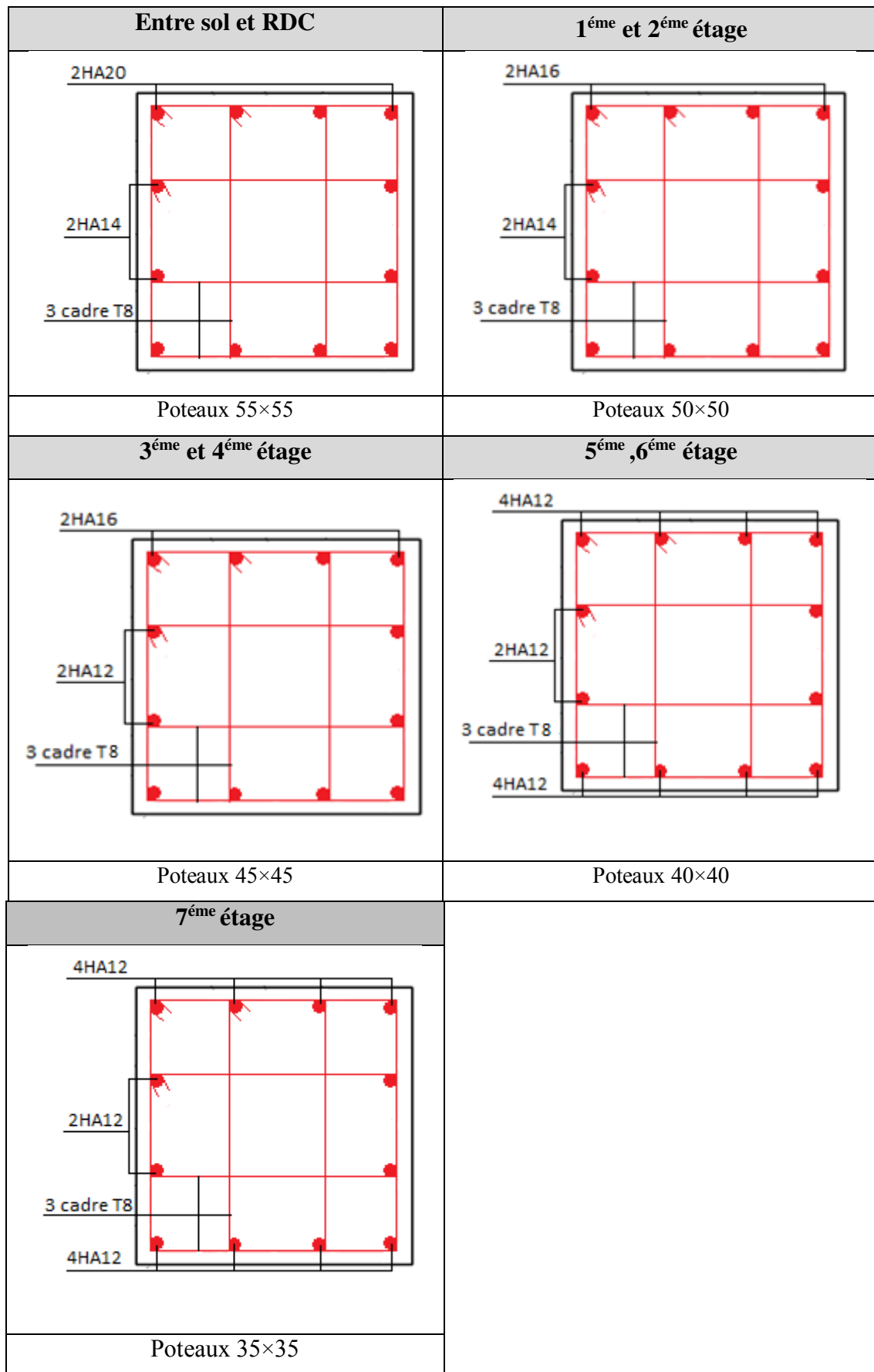


Fig. V.2 : Schémas de ferrailage des poteaux.

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 ($30 \times 40 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($30 \times 35 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETAPS 2016 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 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 avec des crochets à 90° et 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 côté 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 : 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_t 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 RPA99/2003.

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	30×40	6.00	48	72
Secondaire	30×35	5.25	42	63

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)
Étages courants	74.9934	97.6523	154.708	40.96	51.189	44.2447
Terrasse inaccessible	85.5989	112.2319	136.3396	21.846	42.796	56.7661

V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) 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	74.9934	0.094	0.123	0.36	5.19	6.00	6HA12=6.79
Armatures en appui	97.6523	0.122	0.163	0.355	6.87		3HA14+2HA12=6.88

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	(30×40)	Appuis	6.87	6.00	3HA14+2HA12=6.88
			travées	5.19		6HA12=6.79
	Secondaires	(30×35)	Appuis	4.06	5.25	5HA12=5.65
			travées	3.21		5HA12=5.65
Terrasse inaccessible	Principales	(30×40)	Appuis	8	6.00	3HA14+3HA12=8.01
			travées	5.97		6HA12=6.79
	Secondaires	(30×35)	Appuis	3.37	5.25	5HA12=5.65
			travées	1.68		5HA12=5.65

- **Longueur de recouvrement**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

➤ Pour $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \rightarrow$ on adopte : $L_r = 60\text{cm}$

➤ Pour $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \rightarrow$ on adopte : $L_r = 50\text{cm}$

V.2.5. Ferrailage des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

Telle que : $\phi_t \leq \min\left(\phi_{t\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$ BAEL91 (article H.III.3)

Poutres principales

$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.143; 3) = 1.143\text{cm}$; Donc on prend $\phi_t = 8\text{ mm}$

Poutres secondaires

$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3) = 1\text{cm}$; Donc on prend $\phi_t = 8\text{ mm}$

Donc on prend **4T8** = 2.01cm²(un cadre+un étrier) pour les deux types de poutres.

- **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).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t\min}\right)$

Poutres principales : Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : Soit : $S_t = 8\text{ cm}$

- **Zone courante**: $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{35}{2}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

- **Section minimal d'armatures transversales**

$A_{min}=0.3\% \cdot St \cdot b=1.8\text{cm}^2 < A_t=2.01\text{cm}^2$ Condition vérifiée pour toutes les poutres.

V.2.6. Vérification

V.2.6.1. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min}=0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales $A_{min}=1,38\text{cm}^2$

Poutres secondaires $A_{min}=1,26\text{cm}^2$

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 : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

TabV.12 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	154.708	1.38	Vérifiée
Poutres secondaires	44.25	0.45	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 :

TabV.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm^2)	Observation
Principale	6.88	154.708	97.65	4.45	-3.76	Vérifiée
Secondaires	5.65	44.25	51.189	1.27	-3.68	Vérifiée

V.2.6.2. Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

TabV.14 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	61.8146	13.09	86466	9.36	15	vérifiée
	Travée	40.085	13.02	85626	6.01	15	vérifiée
Secondaires	Appui	23.632	11.12	54323	4.23	15	vérifiée
	Travée	10.68	11.12	54323	2.19	15	vérifiée

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

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

$$1) \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \text{BAEL91R99 Art B.6.5.2.}$$

TabV.15: Vérification de la flèche pour les poutres.

Localisation	h_t (cm)	B (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	h_t/L	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b \cdot d}$	4.2/fe	Obs
PP	40	30	550	6.79	0.072	0.039	0.00563	0.01	Vérifier
PS	35	30	460	5.65	0.076	0.0156	0.00538	0.01	Vérifier

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 :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \text{ RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Pour assurer la sécurité des usagés d'un bâtiment, il est primordiale 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.

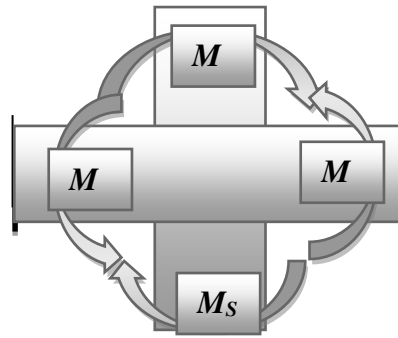


Fig.V.4 : Les moments dans la zone nodale.

• **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.16 : Moment résistant dans les poteaux.

Section(cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
55×55	49,5	24.89	428.875
50×50	45	20.36	318.837
45×45	40,5	17.07	240.584
40×40	36	13.57	170.004
35×35	31.5	13.57	148.754

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.17 : Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P (30×40)	36	6.88	86.192
	P.S (30×35)	31.5	5.65	61.94
Terrasse inaccessible	P.P (30×40)	36	8.01	100.35
	P.S (30×35)	31.5	5.65	61.94

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.18 : Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Plan	M_S	M_N	$M_W = M_E$	$M_N + M_S$	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
Entre sol	PP	428.875	428.875	86.192	857.75	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
RDC	PP	428.875	318.837	86.192	747.712	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	318.837	318.837	86.192	637.674	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	318.837	240.584	86.192	559.421	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	240.584	240.584	86.192	481.168	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	240.584	170.004	86.192	410.588	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	170.004	170.004	86.192	340.008	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	170.004	148.754	86.192	318.758	215.48	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	148.754	148.754	100.35	297.508	250.875	Vérifiée
	PS			61.94		154.85	Vérifiée

Remarque :

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants 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

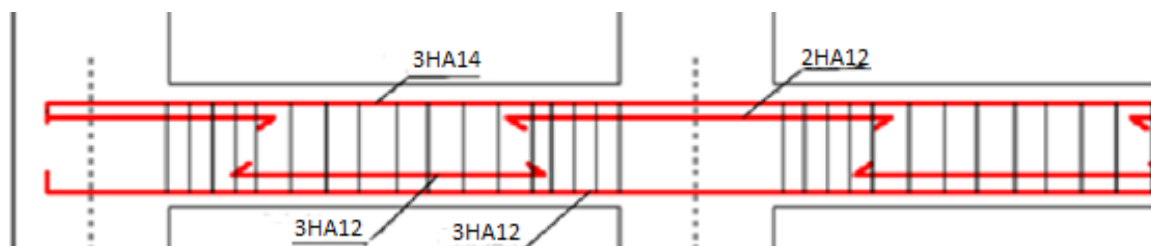


Fig.V.5 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres

1) Poutres principales

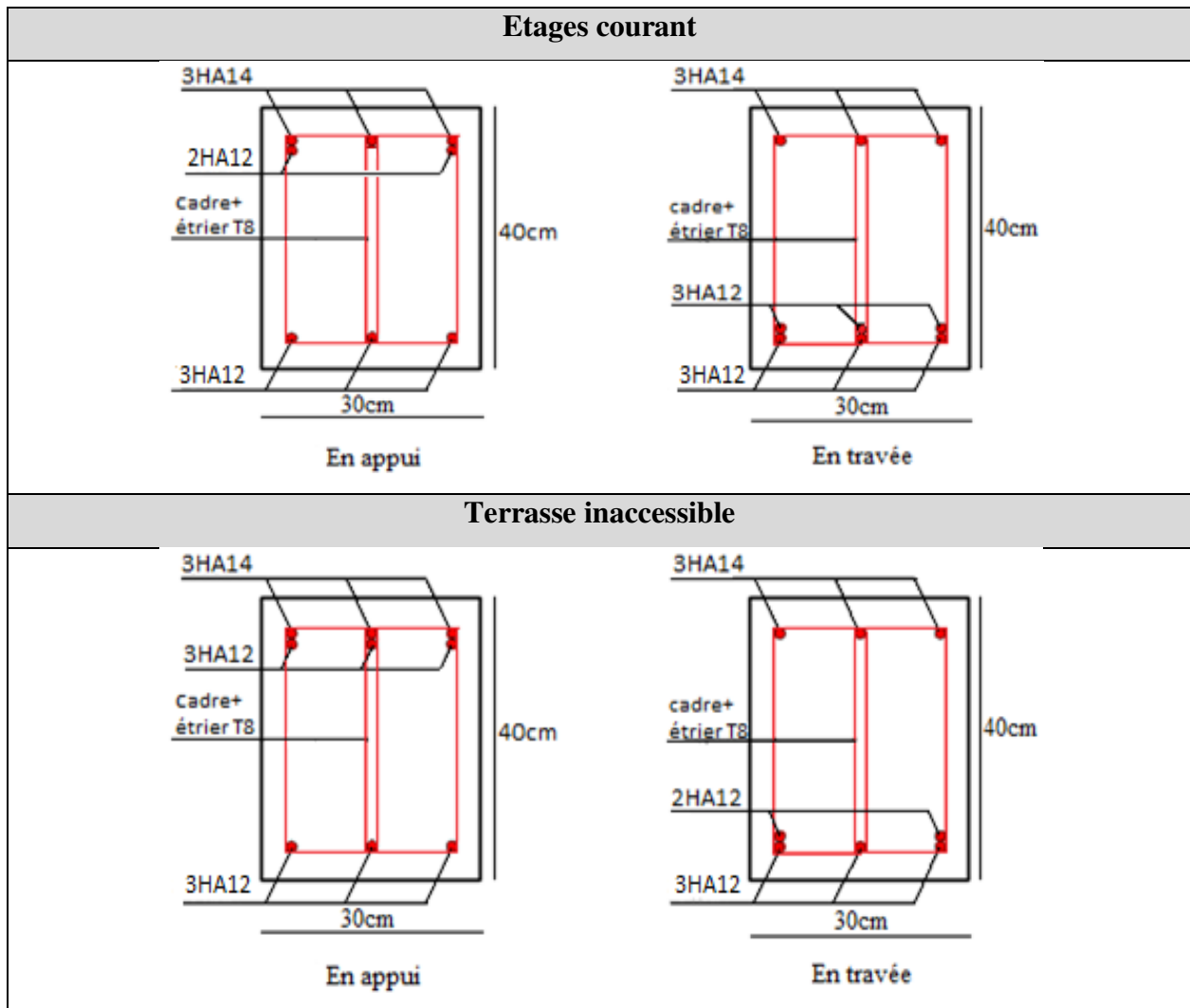


Fig.V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

2) Poutres secondaires

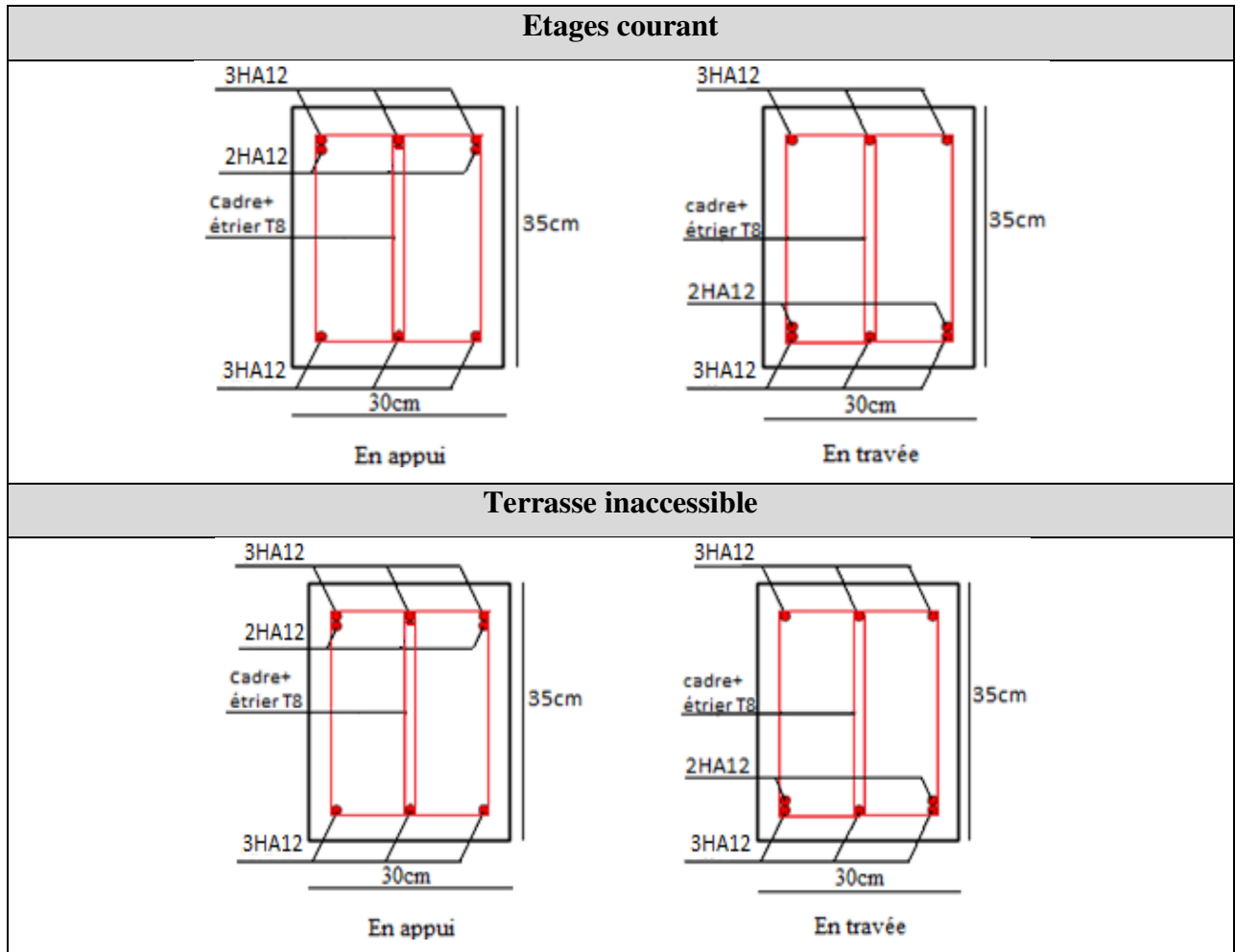


Fig.V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

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 ETABS 2016 dans l'ordre suivant :

* 1.35G+1.5Q	* G+Q+E	* 0.8G+E
* G+Q	* G+Q-E	* 0.8G-E

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

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 :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ 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

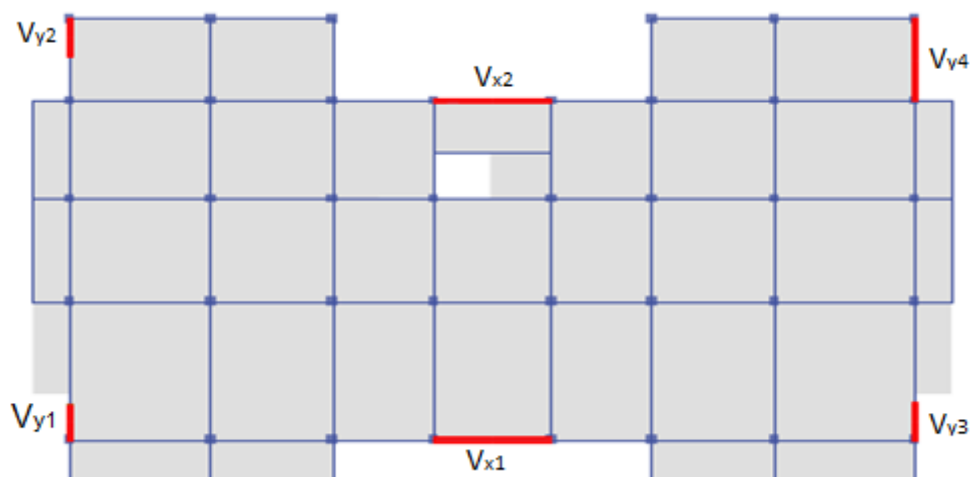


Fig.V.8: disposition des voiles.

V.3.2 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

Tab V.19: Sollicitation maximale dans le voile V_{x1} $l=3.85m$.

	Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V _d (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N (KN)	M(KN.m)	
e=25cm	Entre sol	2685.82	24.197	2022.25	1971.69	725.85	413.28	346.85
e=20cm	RDC et 1 ^{er} étages	2281.28	40.03	1337.9	914.75	548.87	262.98	491.52
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	1882.339	21.172	883.72	816.64	572.37	95.28	324.32
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	1389.57	21.649	428.96	1022.83	417.92	124.95	182.68
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	743.793	22.7225	292.21	548.81	186.76	89.82	116.19

Tab V.20 : Sollicitation maximale dans le voile V_{x2} $l=3.85m$.

	Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
e=25cm	Entre sol	1734.82	98.51	2039.73	1269.49	783.52	413.28	314.11
e=20cm	RDC et 1 ^{er} étages	1378.64	37.23	1280.83	674.05	548.87	262.98	491.52
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	117.11	35.08	881.62	600.55	444.56	110.55	353.17
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	688.5	83.91	881.94	841.94	314.16	132.50	218.77
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	500.11	10.51	310.75	265.67	148.15	77.73	127.66

Tab V.21 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y1}, V_{y2} $l=1.5m$

	Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
e=20cm	RDC et 1 ^{er} étages	1259.12	46.458	476.43	908.8	180.25	433.12	225.89
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	761.96	49.76	144.19	252.17	108.80	127.72	101.42
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	572.47	52.21	101.95	428.46	43.91	91.48	82.58
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	320.94	96.7	101.32	171.87	10.48	69.83	77.59

Tab V.22 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y3} $l=1.5m$.

	Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
e=25cm	Entre sol	1154.80	4.79	245.53	1028.47	306.55	240.26	73.32
e=20cm	RDC et 1 ^{er} étages	936.17	38.80	167.79	705.5	379.67	83.63	83.88
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	782.13	59.53	120.45	602.4	320.62	37.36	95.65
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	584.22	63.73	96.91	398.22	195.29	12.87	66.77
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	331.25	67.96	90.05	161.37	79.99	17.41	77.59

Tab V.23 : Sollicitation maximale dans le voile V_{y4} $l=3.25m$.

	Niveau	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
e=25cm	Entre sol	1628.46	155	1941.01	1327.89	725.86	1763.95	327.79
e=20cm	RDC et 1 ^{er} étages	1317.05	133.24	1062.92	1090.21	511.78	771.72	275.44
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	1067.49	68.29	590.28	892.80	401.21	365.23	353.17
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	791.31	40.02	299.91	662.28	272.77	249.71	166.17
	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	458.09	58.28	284.79	284.8	115.73	123.22	123.83

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailles sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du L'ETABS 2016 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

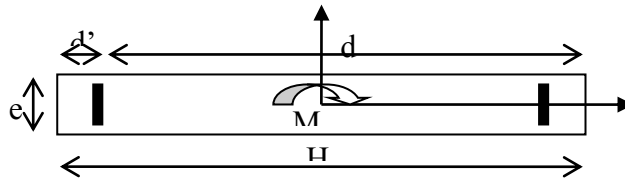


Fig.V.9 Schéma d'un voile plein.

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 : $A_v^{min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$

$A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$$

A_v^{calc} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

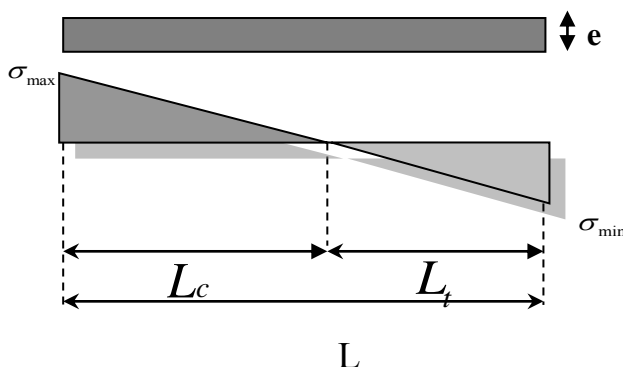
S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L$: 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



$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2l_t$

Calcul du ferrailage sous N_{\max} et M_{corr} (voile, V_{x1})

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M,N) pour une section ($e \times L$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$N_{\max} = 2685.82 \text{ KN (compression)}, M_{\text{corr}} = 24.19 \text{ KN.m}; V = 386.84 \text{ KN}$$

$$L = 3.85 \text{ m}; d = 3.8 \text{ m}; e = 0.25 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}$$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.009 \text{ m} < \frac{L}{2} = 1.925 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$N_u(d-d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} \text{ . On a :}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 5.141 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 5141 * 10^{-3} (3.8 - 0.05) - 5.141 = 4.93 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} = (0.337 * 3.8 - 0.81 * 0.05) * 0.25 * 3.8 * 14.2 = 17.143 \text{ MN.m}$$

Donc : $4.93 < 17.14 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée. La méthode de calculs se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} * b * d^2} = 0.1 < \mu_l \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.63 \text{ m} \quad A_1 = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = 40.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 32.99 \text{ cm}^2$$

- Détermination des longeur (tendue l_t et comprimée l_c) On a :

$$\left\{ l_t = \frac{\sigma_{\min} * L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \right.$$

$$\left. \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} * L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue (partie tendue du voile)} \\ l_c : \text{longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} Y$$

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = 2.82 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 2.75 \text{ MPa} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour éviter tous risques de changement de signe et} \\ \text{contraintes sous les différentes combinaisons, la zone} \\ \text{tendue calculée sera prise de part et d'autre (les deux} \\ \text{extrémités de voiles), le voile donc sera ferrillé} \\ \text{symétriquement.} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } \begin{cases} l_t = 1.90 \text{ m} \\ l_c = 0.05 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée(courante)**

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\%(e * l_t) = 9.5\text{cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,1\%(e * l_c) = 0,13\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le RPA99/version2003, On a $A_{\min} = 0,15\%(e \times L) = 14.43 \text{ cm}^2$

- **Espacements des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales**

$A_h = \frac{\tau_u * e * S_t}{0,8 * f_e} \text{ Avec } : \tau_u = \frac{1,4V_u}{e * d} = 0.511 \text{ MPa} < \tau^{\text{adm}} = 5 \text{ MPa} \dots \text{ pas de risque de rupture par cisaillement} \Rightarrow A_h = 1,62 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage des voiles dans les deux sens sont dans les tableaux suivant :

Tab V.24 :Ferrailage du voile $V_{x1}=3.85 \text{ m}$ à tous les niveaux.

$V_{x1}=3.85\text{m}$					
Niveau	Entre sol	RDC,1^{ème} étage	2^{ème},3^{ème} étages	4^{ème},5^{ème} étages	6^{ème},7^{ème} étages
L (cm)	385	385	385	385	385
e (cm)	25	20	20	20	20
M (KN.m)	24.2	40.03	21.17	21.64	22.72
N (KN)	2685.82	2281.28	1882.33	1389.57	743.79
V(KN)	346.85	491.5	324.32	182.68	116.18
SECTION	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	0.61	0.9	0.59	0.33	0.21
A_v cal /face (cm²)	32.99	28.31	22.95	16.73	8.86
A_v min/face (cm²)	14.43	11.55	11.55	11.55	11.55
$A_{v,adop}$/face (cm²)	33.96	29.25	23.94	18.38	14.92
N^{barre}/face	10HA16+9HA14	19HA14	6HA14+13HA12	10HA12+9HA10	19HA10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20	20
	Milieu	20	20	20	20
A_hcal/face (cm²)	0.79	1.12	0.74	0.42	0.27
A_h min/face(cm²)	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_{h,adop}$/face (cm²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}/face	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Remarque :

On opte pour le même ferrailage pour V_{x2}

➤ **Sens y-y'**

Tab V.25 : Ferrailage du voile $V_{y1}=1.5$ m à tous les niveaux.

$V_{y1}, V_{y2} L=1.5m$				
Niveau	RDC, 1^{ère} étage	2^{ème}, 3^{ème} étages	4^{ème}, 5^{ème} étages	6^{ème}, 7^{ème} étages
L (cm)	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	474.63	49.76	52.21	96.7
N (KN)	908.69	761.96	572.47	320.94
V(KN)	225.89	101.42	82.58	77.59
SECTION	S. P .C	S. P .C	S. P .C	S. E .C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5
τ_u (MPa)	1.07	0.48	0.39	0.37
Av cal/face (cm²)	18.53	10.22	7.87	5.71
Av min/face (cm²)	4.5	4.5	5.4	5.4
Av adop/face (cm²)	19.16	14.58	10.62	7.07
N^{barre}/face	8HA16+2HA14	8HA14+2HA12	8HA12+2HA10	10HA10
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face (cm²)	1.34	0.66	0.49	0.46
Ah min/face (cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adop/face (cm²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}/face	2T10	2T10	2T10	2T10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tab V.26 : Ferrailage du voile V_{Y3} $L=1.5$ m à tous les niveaux.

$V_{Y3}, L=1.5m$					
Niveau	Entre sol	RDC, 1^{ème} étage	2^{ème}, 3^{ème} étages	4^{ème}, 5^{ème} étages	6^{ème}, 7^{ème} étages
L (cm)	150	150	150	150	150
e (cm)	25	20	20	20	20
M (KN.m)	245.53	38.8	59.53	63.73	67.96
N (KN)	1028.45	936.17	782.13	584.22	331.25
V (KN)	73.32	83.88	95.65	66.77	77.59
SECTION	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	0.28	0.4	0.45	0.32	0.37
A_v cal /face (cm²)	15.79	12.22	10.69	8.25	5.22
A_v min/face (cm²)	5.625	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v adop/face (cm²)	17.14	14.58	11.31	9.90	7.85
N^{barre} /face	8HA16+2HA14	8HA14+2HA12	10HA12	6HA12+4HA10	10HA10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
A_h cal/face (cm²)	0.43	0.5	0.57	0.39	0.46
A_h min/face (cm²)	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h adop/face (cm²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre} /face	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tab V.27: Ferrailage du voile V_{y4} $L=3.25$ m à tous les niveaux.

V_{Y4}, $L=3.25$m					
Niveau	Entre sol	RDC, 1 ^{ème} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages
L (cm)	325	325	325	325	325
e (cm)	25	20	20	20	20
M (KN.m)	1941.01	1062.92	68.92	40.02	58.28
N (KN)	1327.89	1090.21	1067.49	791.31	458.09
V (KN)	327.79	275.44	353.17	166.17	123.89
SECTION	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C	S. P. C
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	0.57	0.6	0.77	0.32	0.27
A_v cal /face (cm ²)	29.66	19.90	13.30	9.65	5.84
A_v min/face (cm ²)	12.19	9.75	9.75	9.75	9.75
A_v adop/face (cm ²)	30.29	22.99	15.92	12.57	12.57
N^{barre} /face	12HA16+4HA14	12HA14+2HA12	10HA12+6HA10	16HA10	16HA10
S_t (cm)	extrémité	20	20	20	20
	Milieu	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.89	0.75	0.96	0.45	0.34
A_h min/face (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre} /face	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- S. P. C : section partiellement comprimé.

V.3.4 Exemples de schéma de ferrailage

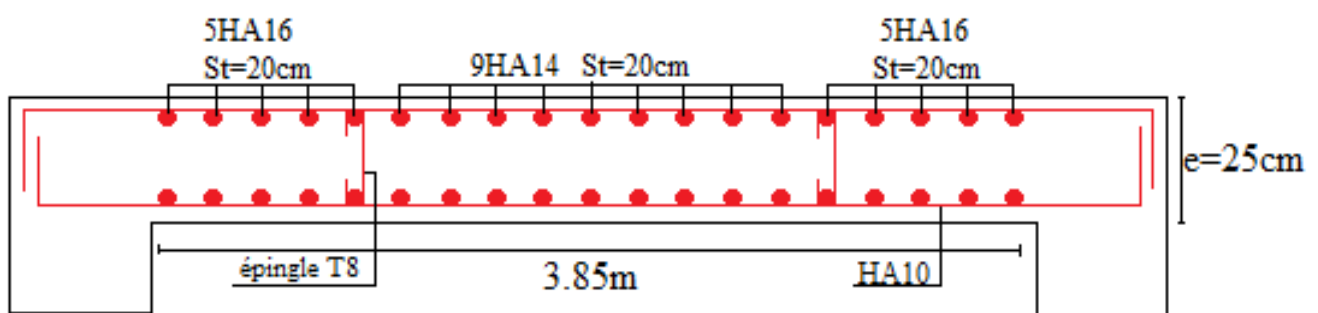


Fig.V.10 : Schéma de ferrailage du voile V_{x1} (entre sol).

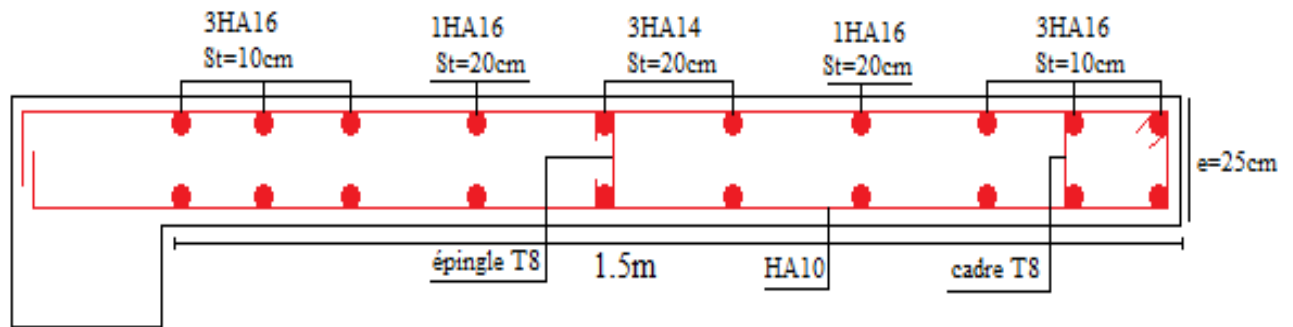


Fig.V.11 : Schéma de ferrailage du voile V_{Y1}.(RDC)

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 ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par l'ETABS 2016.

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 1.8 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.65 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 ETABS 2016.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

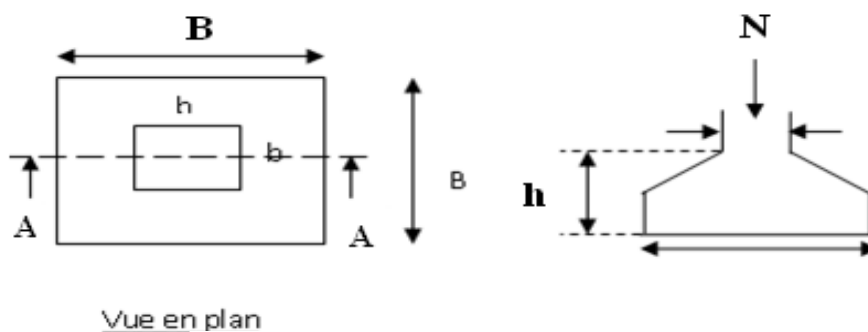


Fig.VI .1.Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B×B), donc $S = B^2$.

$$N = 1628.90 \text{ KN}, \overline{\sigma_{sol}} = 0.165 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \text{ AN : } B = 3.14 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie entre 3.25.m et 5.5m

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 5 poteaux.

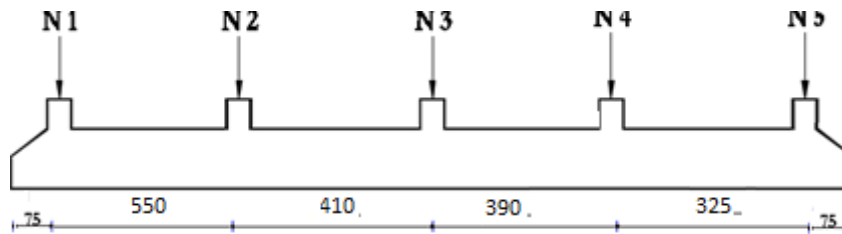


Fig.VI.2 : Semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau

$$N_1 = 1476.90; N_2 = 1628.9 \text{ KN}; N_3 = 1416.41 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1068.61 \text{ KN}; N_5 = 713.82 \text{ KN}.$$

$$\sum N_i = 6404.78 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{6404.78}{0.165 \times 18.25} = 2.13 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie entre 3.25.m et 5.5m. On remarque qu'il n'y a pas un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de fondation adéquat pour notre cas .

2.3. Etude des semelle filante (sous poteaux)

2.3.1 Dimensionnement :

- Calcul de la largeur de la semelle :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{6404.78 \times 10^{-3}}{0.165} = 38.81 \text{ m}^2$$

$$S = L \times B \Rightarrow B \geq \frac{38.81}{18.25} = 2.13 \text{ m} \text{ soit } B = 2.2 \text{ m}$$

- Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 = \frac{2.2-0.55}{4} \Rightarrow h \geq 0.42 \text{ m}$$

2.3.2 Vérifications nécessaires

• **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot \text{CBA93 (article A.5.2.4.2)}$$

Avec :

- μ_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.
- N_d : effort normale poteau le plus sollicité a la base a L'ELS(résultats obtenue ETABS 2016)
- h : hauteur total de la semelle .

• **Sous poteaux le plus sollicité:**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (55×55) cm × cm, $N_d = 1628.98\text{kN}$ le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.55 + 0.45 = 1 \text{ m} \\ B = b + h = 0.55 + 0.45 = 1 \text{ m} \end{cases} \text{ On trouve: } U_c = 4\text{m}$$

$$N_d = 1.6289 \leq 0.045 \times 4 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 1.65 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

On augmente la hauteur de la semelle filante $h=55\text{cm}$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.55 + 0.55 = 1.1 \text{ m} \\ B = b + h = 0.55 + 0.55 = 1.1 \text{ m} \end{cases}$$

On trouve: $U_c = 4.4\text{m}$

$$N_d = 1.6289 \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 1.81 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

• **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 de la semelle filantes.
- $M_{x,y}$: moment sismique a la base tiré du logiciel ETABS 2016
- N : l'effort normale du aux charge vertical tiré du logiciel ETABS 2016

- $$\begin{cases} I_x = \frac{BL^3}{12} = \frac{2.2 \times 18.25^3}{12} = 1114.37 \text{ m}^4 & X_G = \frac{B}{2} = \frac{2.2}{2} = 1.1 \text{ m} \\ I_y = \frac{LB^3}{12} = \frac{18.25 \times 2.2^3}{12} = 16.46 \text{ m}^4 & Y_G = \frac{L}{2} = \frac{18.25}{2} = 9.125 \text{ m} \end{cases}$$
- $S = B \times L = 0.15 \text{ m}^2$
- $N = 6404.78 \text{ kN}$, $M_x = 56.25 \text{ kN.m}$, $M_y = 28.3 \text{ kN.m}$

Sens X-X : $N' = 6404.78 \text{ kN}$ et $M_x = 56.25 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \rightarrow \sigma_{\max} = 0.1599 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G \rightarrow \sigma_{\min} = 0.15806 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.1597 < \sigma_{\text{sol}} = 0.165 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Sens Y-Y : $N' = 6404.78 \text{ kN}$; $M_y = 28.3 \text{ kN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G \rightarrow \sigma_{\max} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G \rightarrow \sigma_{\min} = 0.1576 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.16 < \sigma_{\text{sol}} = 0.165 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

• 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 : $e = \frac{56.8}{1628.9} \Rightarrow e = 0.0088 < \frac{2.2}{4} = 0.55 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

- sens y-y: $e = \frac{28.3}{6404.78} \Rightarrow e = 0.0045 < \frac{2.2}{4} = 0.55 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

2. 3.3. Ferrailage

• Aciers principaux(A//B)

- N_u : effort ultime sollicitante semelle .

- f_{st} : contrainte d'acier

- $d = 0.5 \text{ cm}$

D'après ETABS2016 on a :=2.243 MN

$$A_{//B} = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{2.243 \times (2.2 - 0.55)}{8 \times 0.5 \times 400} = 23.13 \text{ cm}^2$$

On adopte: $7HA25/ml = 34.36 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 12cm.

- **Aciers de répartition ($A^{//L}$)**

$$A^{//L} = \frac{A^{//B}}{3} = \frac{23.13}{3} = 7.71 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA16/ml = 9.24 cm² avec un espacement de 16cm.

Schémas de ferrailage de la semelle filante

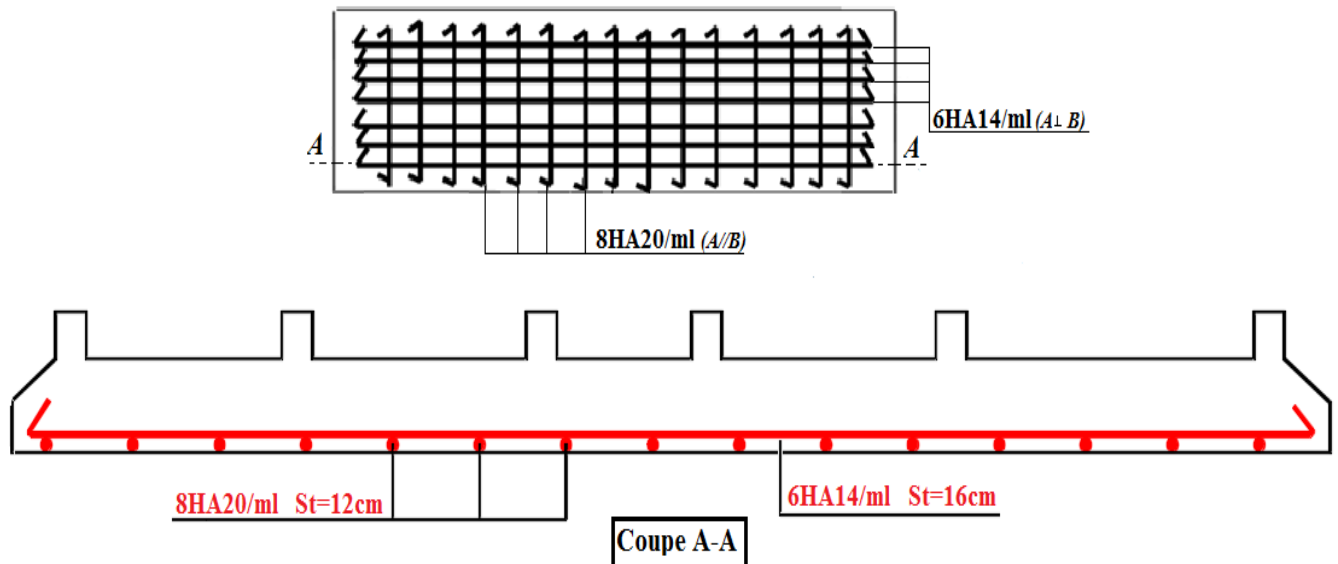


Fig VI .3. Schémas de ferrailage de la semelle filante.

2.3.4. Calcul de la poutre de rigidité

2.3.4.1 Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle

2.3.4.2 Dimensionnement:

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formules suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L=5.5\text{m} \quad \frac{550}{9} \leq h \leq \frac{550}{6} \rightarrow 61.11\text{cm} \leq h \leq 91.66\text{cm}$$

Soit : h=75cm

Pour bon prend b avant poteau $\Rightarrow b = 0.55$

2.3.4.3 Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité:

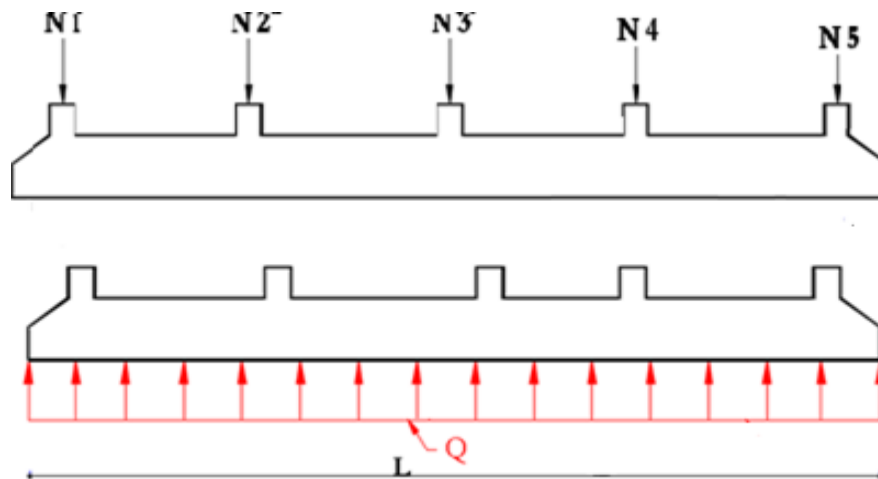


Fig VI.4:Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

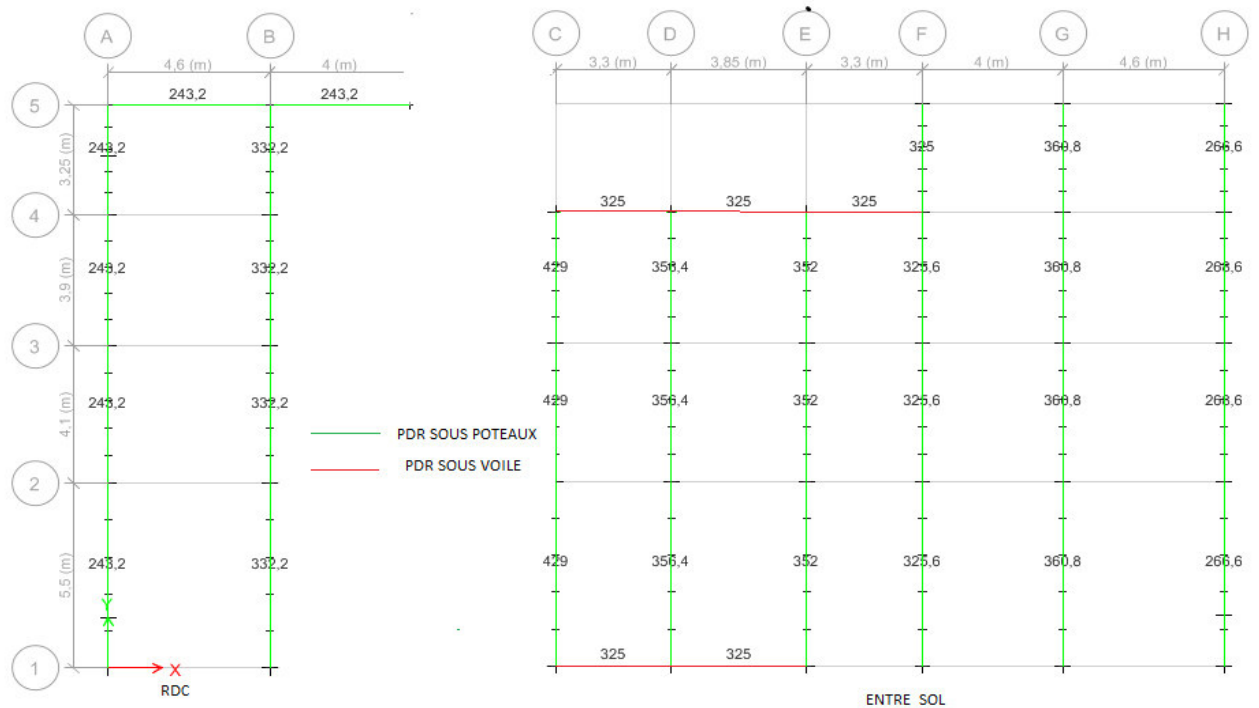


Fig VI.5:schéma statique des poutres de rigidité (annexe

2.3.4.4.Calcul des sollicitations:

Méthode de calcul :La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Les sollicitations agissantes sur la poutre de rigidité son donne par ETABS 2016 (Fig VI.6)

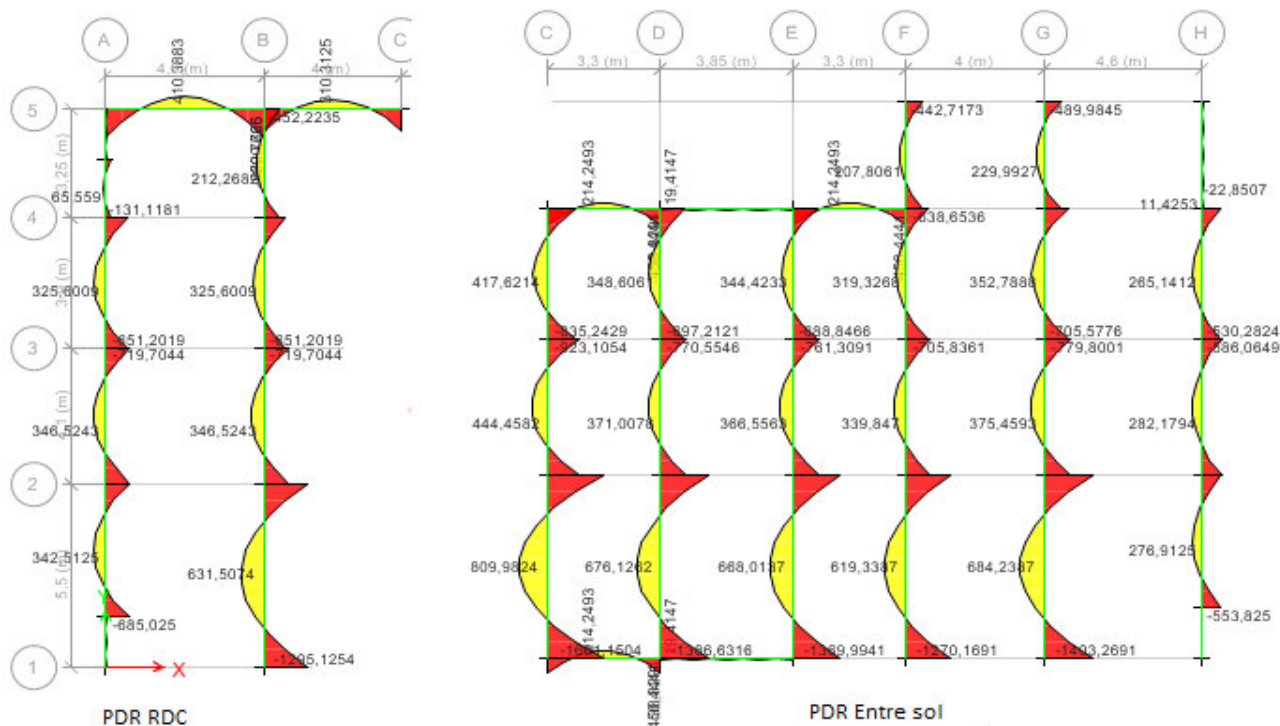


Fig VI.6: Sollicitations agissantes sur la poutre de rigidité.

2.3.4.5. Calcul des armatures:

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (**b**×**h**) à la flexion simple les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab VI.1. Ferrailage des poutres de rigidité (sous poteaux).

File	Travée	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
B.F.G.E. D	1 – 2	Travée	684.24	30.12	4.64	6HA20+6HA16=30.91
		Appui	1403.26	76.09	4.64	6HA25+6HA32=77.7
	2 – 3	Travée	375.45	16.37	4.64	6HA16+6HA12=18.85
		Appui	779.8	38.20	4.64	6HA25+6HA14=38.69
	3 – 4	Travée	352.77	15.22	4.64	8HA16=16.08
		Appui	705.57	32.20	4.64	6HA25+6HA12=36.24
4 – 5	Travée	229.99	9.75	4.64	6HA16=12.06	
	Appui	489.98	21.67	6.64	6HA25=29.45	
C	1 – 2	Travée	809.98	36.34	4.64	8HA20+6HA16=37.19
		Appui	1664.15	91.27	4.64	6HA25+8HA32=93.79
	2 – 3	Travée	444.46	19.46	4.64	6HA20+2HA12=21.11
		Appui	923.1	44.12	4.64	6HA25+HA20=43.3
	3 – 4	Travée	417.62	18.21	4.64	6HA20+2HA12=21.11
		Appui	835.24	39.2	4.64	8HA25=39.27

Pour les files A et H ont adapte le même ferrailage que la travée 3-4 tel que :
 En travée :8HA16
 En appuis :6HA25+6HA12

VI.1. Schéma de ferrailage

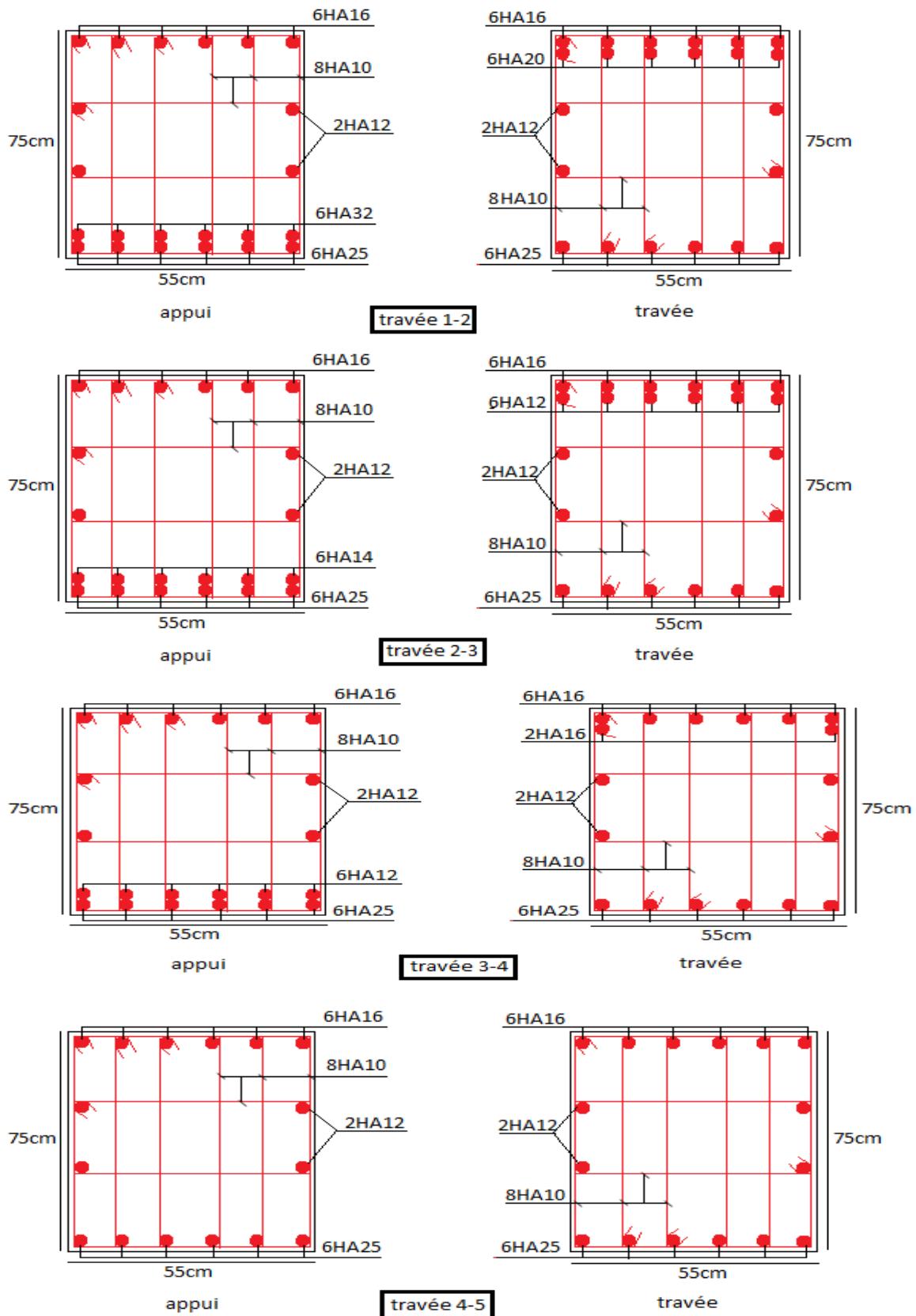


Fig VI .7. Schémas de ferrailages de poutre de rigidité (semelle sous poteaux , file G.)

2.4. Etude des semelle filante (sous voiles)

2.4.1. Dimensionnement :

- **Calcul de la largeur de la semelle :**

H=5.2 m

$$N_i = h \times e \times 1ml \times 25 = 325KN$$

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{325 \times 10^{-3}}{0.165} = 0.2 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle dans 1ml , L=1ml

S= L× B ⇒ B ≥ $\frac{0.2}{1} = 0.2m$ soit B= 0.6m

- **Calcul de la hauteur de la semelle :**

, d ≥ $\begin{cases} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{cases}$; (a × b) = (25 × 100)cm²

d= 0.2m h_t = 0.05 + 0.2 = 0.25 m

$N_d \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.CBA93 (article A.5.2.4.2).

$\begin{cases} A = a + h = 0.25 + 0.25 = 0.5 \text{ m} \\ B = b + h = 1 + 0.25 = 1.25m \end{cases}$ On trouve: U_c =3.4m

N_d=0.325 < 0.045×3.5×0.25×(25/1.5)=0.656KN..... Vérifié.

2.4 2.Ferraillage

- **Aciers principaux (A//B)**

$A//B = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{0.325 \times (0.6 - 0.25)}{8 \times 0.2 \times 400} = 0.77 \text{ cm}^2 / ml$

On adopte:4HA10/ml=2.36cm² avec un espacement de 20cm.

- **Aciers de répartition (A//L)**

$A//L = \frac{A//B}{3} = \frac{0.77}{3} = 0.26 \text{ cm}^2 / ml$

On adopte:3HA10 /ml=2.36 cm² avec un espacement de 20cm.

2.4. 3.Calcul de la poutre de rigidité

- **Calcul des sollicitations:**

Tab VI.2.Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité (sous voile)

Travée	L (m)	X ₀ (m)	Q (KN/ml)	M _t (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (Km)
CD	3.3	1.65	325	214.24	638.65	638.65

- Calcul des armatures:

Tab VI.3. Ferrailage de la poutres de rigidité (sous voile)

	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	214.24	9.06	4.65	6HA14=9.24
Appuis	638.65	28.89	4.65	6HA25=29.45

VI.2. Schéma de ferrailage

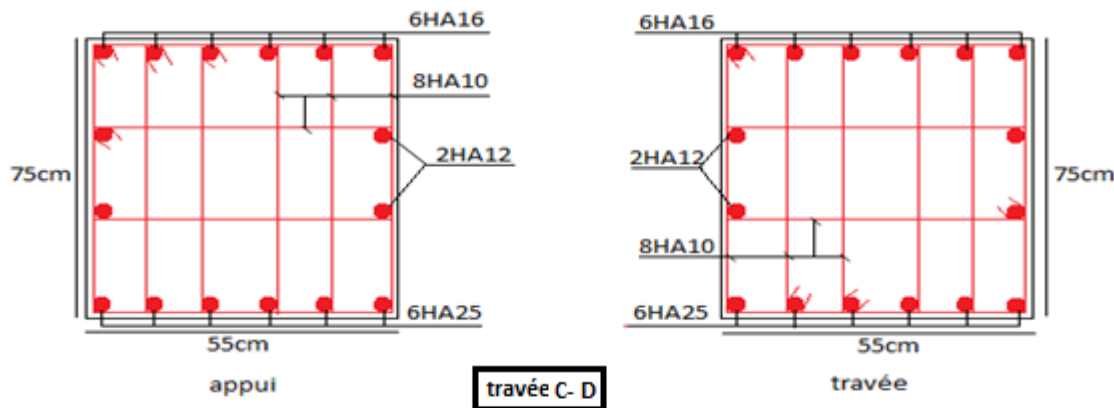


Fig VI .8. Schémas de ferrailages de poutre de rigidité (semelle sous voile .)

VI.3. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

VI.3.1. Définition

Un mur de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ils sont essentiellement employés pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement, notamment en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel.

Un mur de soutènement de hauteur 5.2m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA 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.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et à la charge (Q) qui est due au poids de la structure transmise à la deuxième fondation

VI.3.2. Caractéristique de mur

Hauteur : $h = 5.2 \text{ m}$.

Epaisseur : $e = 25 \text{ cm}$.

Longueur : $L = 13.5 \text{ m}$

VI.3.3. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 19.06^\circ$

Cohésion : $C=1 \text{ bars}$.

Contrainte admissible de sol $q_{sd}=165 \text{ KN/m}^2$

VI.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile est soumis aux chargement suivante :

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \times \sigma_V$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

K_a : Coefficient de poussée Avec : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{19.06}{2}\right) = 0.51$

A ELU :

$$\sigma_H(h) = \left(1.5 \times q \times K_a + 1.35 \times \left(h \times \gamma \times K_a - 2 \times C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + K_a Q_u \right) \right)$$

$$\sigma_H(5.2) = \sigma_{\max} = 127.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H(0) = \sigma_{\min} = 66.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 112.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = 112.22 \text{ KN/m}^2$$

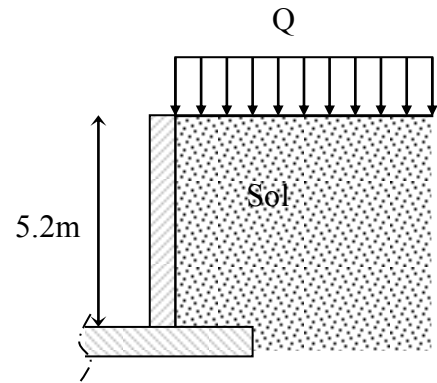


Fig VI.9. : Schéma du mur de soutènement

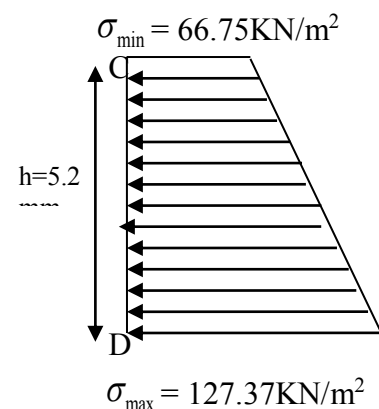


Fig VI.10 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

A ELS :

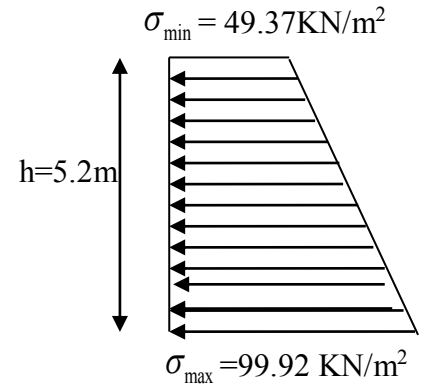
$$\sigma_H(h) = \left(q \times K_a + \left(h \times \gamma \times K_a - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + K_a Q_u \right) \right)$$

Pour $h=5.2\text{m}$: $\sigma_H = 99.92\text{KN/m}^2$

Pour $h=0\text{m}$: $\sigma_H = 49.37\text{KN/m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 87.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = 87.28 \text{ KN/m}^2$$



FigVI.11 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

VI.3.5.Ferraillage du mur

Pour le ferraillage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne.

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

A l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \quad (\text{annexe 3})$$

$$q_u = 112.22\text{KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.041 \times 112.22 \times 5.2^2 = 124.41\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 110.41 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 124.41 = 105.74\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 110.41 = 93.83 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.5 M_x = 0.5 \times 124.41 = 62.20 \text{ KN.m}$$

- Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

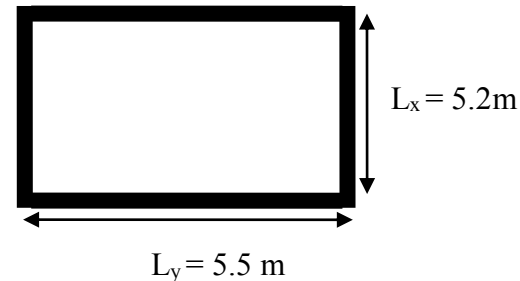


Fig.VI.12 : panneau le plus sollicité

Tab VI.4 : résultats de ferrailage du mur soutènement

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A adop(cm ² /ml)	St (cm)
Sens x- x	Travée	105.74	16.96	9HA16= 18.10	11
	Appuis	62.20	9.49	7HA14= 10.78	14
Sens y- y	Travée	93.83	14.84	8HA16= 16.08	12
	Appuis	62.20	9.49	7HA14= 10.78	14

➤ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non-fragilité

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.67\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho > 0.4 \\ e > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 2.05\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des Efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{112.22 \times 5.2}{2} \times \frac{(5.5)^4}{(5.5)^4 + (5.2)^4} = 162.18 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{112.22 \times 5.5}{2} \times \frac{(5.2)^4}{(5.5)^4 + (5.2)^4} = 137.05 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification des Efforts tranchants

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{162.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.81\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \quad (\text{annexe 3})$$

$$M_x = \mu_x q_s L^2 \Rightarrow M_x = 0.0518 \times 87.28 \times 5.2^2 = 122.25\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 105.69 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 122.25 = 103.91\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 105.69 = 89.84\text{KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.5M_x = 0.5 \times 122.25 = 61.12 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Tab VI.5 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS

Sens	Localisation	M _s (Kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Observations
Sens x-x	Travée	103.91	8.05	56160	14.902<15	331.55>201.63	n'est pas vérifiée
	Appuis	61.12	6.57	38537	10.43<15	319.31>201.63	n'est pas vérifiée
Sens y-y	Travée	89.84	7.70	51709	13.38<15	320.50>201.63	n'est pas vérifiée
	Appuis	61.12	6.57	38537	10.43<15	319.31>201.63	n'est pas vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage son résumés dans le tableau suivants :

Tab VI.6 : vérification des contraintes à L' ELS après augmentation de la section.

Sens	Localisation	M _s (Kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obser	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	103.91	33.23	7HA25=34.36	181.82>201.63	vérifiée	14
	Appuis	61.12	17.53	5HA20=18.85	178.71>201.63	vérifiée	20
Sens y-y	Travée	89.84	26.49	9HA20=28.27	188.83>201.63	vérifiée	11
	Appuis	61.12	17.53	5HA20=18.85	178.71>201.63	vérifiée	20

3.6. Schéma du ferrailage du mur soutènement :

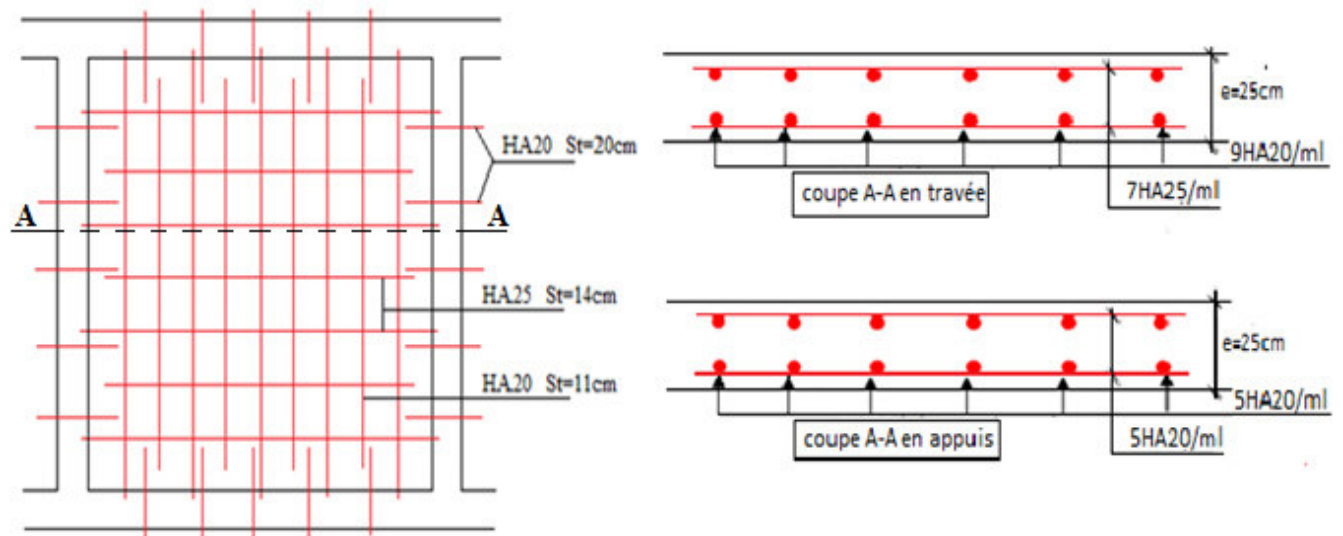


Fig VI.13: Schéma du ferrailage du mur soutènement

VI.4.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. En suite nous sommes passé à un calcul avec semelle filante. Vu que il n'y a pas un chevauchement entre deux semelles, ce qui revient à dire que ce type de fondation est adéquate pour notre cas.

Le ferrailage adopté à été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

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 ferrillés 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).

- ✓ Les semelles filantes est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées .

- ✓ L'utilisation D'ETABS 2016 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'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

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Béton armé (Jean-Pierre Mougin).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexes

ANNEXE 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 02

Table de PIGEAUD :

M1 et M2 pour une charge concentrique $P=1$ s'exercent sur une surface réduite $u*v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx*Ly$

Avec $Lx < ly$

$\rho=0.9$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

ANNEXE 03

Dalle rectangulaire uniformément chargées articuler sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

V. Conclusion et recommandation:

• Type et ancrage des fondations :

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence un terrain recouvert en sa totalité par une couche de remblai d'épaisseur variable entre 2.00 m à 3.00 m, sinon plus par endroit qui ne doit pas servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis des blocs à construire à savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de 1.80 m de profondeur par rapport à cote du chemin de willaya (CW 158) dans la formation naturelles en places (Argiles marneuse associées à des encroutements calcaires).

• Contrainte admissibles du sol

Toutefois compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique et des essais au laboratoire; le taux de travail admissible a été limité à 1.65bars (ou kg/cm²) pour l'ensemble du projet.

• Classification de site :

Les résultats des essais réalisés dans l'assiette du projet nous a permis de classer le site en catégorie S2 « site ferme » selon RPA 99 version 2003.

• Stabilité d'ensemble et précautions à prendre :

Afin d'assurer la stabilité des fondations il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

- La réalisation d'un système de drainage très efficace dans l'assiette est indispensable (Capter toutes les eaux de surface, qui s'écoulent périodiquement ou de façon pérenne et les drainer),
- Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérées rencontrées lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité de l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude:

MADANI Walid
Ingénieur d'Etat Agré
En Génie-Civil
Agrément N° R/2018/19574

Le gérant:



V- Calcul de fondation :

a) Calcul de la contrainte admissible à partir des essais au laboratoire :

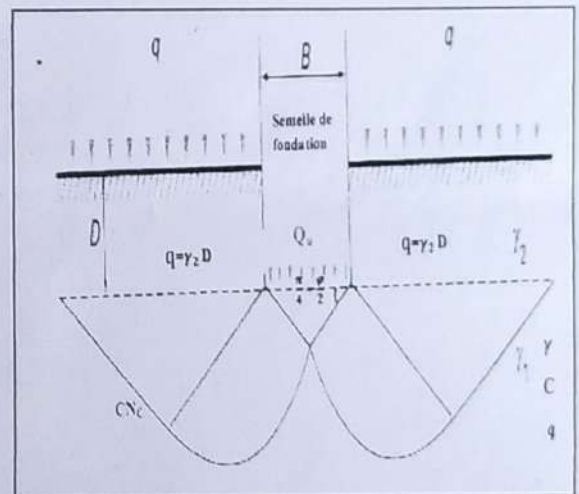
Le taux de travail du sol est calculé par la formule de TARZAGUI ci-après

$$Q_{adm} = Y_2 D + \frac{1}{F} (q_l - Y_1 D)$$

$$q_l = 0.5 S Y_1 B N_Y + S_q Y_2 D N_q + S_c C N_c$$

Avec : F_s = coefficient de sécurité pris égal à 3.

$$Q_{adm} = Y_2 \cdot D + Y_2 \cdot \frac{D(Nq-1) + (1+0.2\frac{B}{L})CNc + (1-\frac{0.2B}{L})\gamma_1 N_Y \frac{B}{L}}{3}$$



- Y_1 = poids volumique du sol sous la base de la fondation.
- Y_2 = poids volumique du sol latéralement à la fondation.
- D = profondeur d'encastrement de la semelle.
- B = largeur de la semelle.
- L = Longueur de la semelle.

S_Y, S_q, S_c : facteurs dépendant de la forme géométrique de la semelle.

N_Y, N_q, N_c : Facteurs de portance qui dépend de l'angle de Frottement interne, donnés par le DTR.

D(m)	L/B	Y_2	N_Y	N_q	N_c	φ°	C_{uu} (bars)
1.80	0.5	2.12	3.29	6.35	14.60	19.06	1.00

$$Q_{adm} = 0.212 * 1.8 + \frac{0.212 * 1.8(2-1) + (1+0.1) * 7.5 * 0.36 + (1-0.2 * 0.5) * 0.195 * 0.3 * 0.5}{3}$$

$$Q_{adm} = 1.69 \text{ bars}$$