

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-BEJAIA



Faculté de Technologie
Département Génie Civil

Mémoire
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE
Master
Domaine : Science et Technologie Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment R+8+Sous-sol

Présentée par
MEZIANE Imene
YAKOUBI Chahinez

Soutenue le :

Devant le Jury composé de :

Nom et prénom

KHEFACHE Toufik

M^{me} Chikh Amer
Mr Ourtmache

Président
Rapporteur

Année Universitaire : .2022/2023

Remerciement

Tout travail de recherche n'est jamais l'œuvre d'une seule personne. Nous remercions dieu tout puissant de nous avoir donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail. Nous remercions tout particulièrement Monsieur KEFFACHE Toufik pour avoir accepté d'être notre encadrant, ainsi pour Ses conseils et son suivi pour la réalisation de ce mémoire.

Notre reconnaissance va également à l'ensemble du département Génie Civil.

Nous remercions également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font, en acceptant de juger ce travail et de participer à la soutenance.

A ceux qui nous ont aidés de près ou de loin, dans la concrétisation de ce travail.

DEDICACE

Avec un cœur plein d'amour et de fierté je dédie ce travail :

**♥ A l'étoile de mon ciel qui a su mettre la lumière de mon univers,
qui m'a toujours entourée d'amour et de tendresse pour
m'encourager et me donner l'espoir de poursuivre mon chemin
jusqu'au bout (maman la reine de mon cœur) que dieu la garde pour
moi. ♥**

**♥ A l'homme le plus généreux au monde, qui me soutiens mon père
que j'aime trop. ♥**

**♥ A ma chère sœur Manelle, mon ange gardien qui était toujours l'a
pour me donner la force et qui me pousse à poursuivre mes rêves ♥**

**♥ A mes meilleurs amis qui m'ont toujours soutenue et cru en moi,
j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et
tout mon amour. ♥**

♥ A ma chère amie et binôme Chahinez pour sa patience ♥

**♥ A mon fiancé Ali qui m'a aidé et supporté dans les moments
difficiles ♥**

♥ A ma famille, mes proches et ceux qui m'aiment ♥

♥ Imene ♥

Dédicace

Avec un cœur plein d'amour et de fierté je dédie ce travail :

♥ *A ma raison de vivre, mes parents, Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.*

A mon frère, mon bras droit qui était toujours l'a pour me donner la force et qui me pousse à poursuivre mes rêves. ♥

♥ *A mes sœurs Nadine et Douaa pour leurs amour, leurs confiance, leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel je leur souhaite du succès dans leurs vie. ♥*

♥ *A mon conjoint RIYADH qui était toujours à mes côtés. ♥*

♥ *A mes amis et ma chère amie et binôme Imene. Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci ♥*

♥ Chahinez ♥

Table des matières

I. CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécanique des matériaux.	3
I.1 INTRODUCTION :	3
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	3
I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :	4
I.2.2 Données du site :	4
I.3 Description structurale :	4
I.4 Règlements et normes utilisées :	6
I.5 Les caractéristiques des matériaux utilisés :	6
I.5.1 Béton :	6
I.5.2 Aciers :	8
La contrainte d'acier est $\sigma_s = f_{eys}$; $\epsilon_{es} = \sigma_s E_s$	8
I.6 Conclusion :	10
II. Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	12
II.1 Introduction	12
II.2 Partie I : Pré dimensionnement des éléments secondaires	12
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers	12
II.2.2 Pré dimensionnement des escaliers :	17
II.2.3 Pré dimensionnement de l'acrotère :	20
II.3 Partie II : Eléments structuraux	20
II.3.1 Les poutres	20
II.3.2 Les voiles	21
II.3.3 Les poteaux	22
II.3.4 Evaluation des charges et surcharges:	22
II.3.5 Descente de charge:	26
II.4 Conclusion :	30
III. Chapitre III : Etudes des éléments secondaires	35

Table de matière

III.1	Introduction.....	35
III.2	Calcul des plancher	35
III.2.1	Plancher à corps creux	35
III.2.2	Les différents types de poutrelles pour chaque niveau	35
III.2.3	Choix de la méthode de calcul des sollicitations	36
III.2.4	Calcul des charges revenant aux poutrelles :	37
III.2.5	Exemple de calcule (type 2 plancher étage courant)	37
III.2.6	Exemple de calcule méthode Caquot minoré (type1 étage courant) :	39
III.2.7	Ferraillage des poutrelles	41
III.2.8	Les vérifications nécessaires.....	43
III.2.9	Schéma de ferraillage.....	46
III.2.10	Etude de la dalle de compression.....	46
III.3	Plancher à dalle pleine	47
III.3.1	Calcul des sollicitations :	48
III.3.2	Ferraillage	48
III.3.3	Les vérifications nécessaires.....	49
III.3.4	Panneaux de dalles 12 et 16 :	54
III.3.5	Schéma de ferraillage.....	54
III.4	Etude de l'ascenseur.....	55
III.4.1	Les caractéristiques de l'ascenseur	55
III.4.2	Evaluation des charges et surcharges :	55
III.4.3	Evaluation des moments sous charge répartie	55
III.4.4	Calcul du ferraillage.....	55
III.4.5	Ferraillage	57
III.4.6	Vérification à l'ELU :	58
III.5	Etude des escaliers	59
III.5.1	Etude d'escalier étage courant	59
III.5.2	Ferraillage :	62
III.6	Etude de la poutre palier	64

Table de matière

III.6.1	Calcul des sollicitations	64
III.6.2	Ferraillage	64
III.6.3	Calcul la poutre palier a la torsion	65
III.6.4	Etude d'escalier du RDC	66
III.6.5	Calcul de la poutre de chainage	71
III.6.6	Étude de l'acrotère	74
III.7	Conclusion	77
IV.	Chapitre IV : Etudes dynamique	85
IV.1	Introduction.....	85
IV.2	Méthodes de calcule.....	85
IV.3	Modélisation de la structure.....	85
IV.4	Création du modèle du bâtiment.....	86
IV.5	Chargement	86
IV.6	Analyse de la structure.....	86
IV.7	Disposition des voiles contreventement.....	87
IV.8	Résultats d'analyse et discussions	88
IV.9	Taux participation des modes et masses modales.....	88
IV.10	Les modes de vibrations.....	88
IV.10.1	Mode 1.....	88
IV.10.2	Mode 2.....	89
IV.10.3	Mode 3.....	89
IV.11	Vérification des conditions vis-à-vis RPA99/2003.....	90
IV.11.1	La force sismique V par la méthode statique équivalente	90
IV.11.2	Coefficient d'accélération.....	90
IV.11.3	Coefficient de comportement global	90
IV.11.4	Période fondamentale de la structure.....	91
IV.11.5	Facteur d'amplification dynamique.....	91
IV.11.6	Facteur de qualité.....	92
IV.11.7	Poids total de la structure.....	92

Table de matière

IV.11.8	Spectre de réponse	93
IV.11.9	Effort tranchant, moment sismique et le déplacement pas niveau	94
IV.11.10	Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y	95
IV.11.11	Déterminations des moments par niveau suivant X et Y.....	95
IV.12	Vérification de l'excentricité	95
IV.13	Justification de l'interaction (voile-portique)	96
IV.13.1	Vérification sous charges verticales	96
IV.13.2	Vérification sous charges horizontales	96
IV.14	Justification vis à vis des déplacements des niveaux.....	97
IV.15	Vérification des déplacements	97
IV.16	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	98
IV.16.1	Vérification de l'effort normal réduit	99
IV.17	Conclusion	100
V.	Chapitre V : Etudes des éléments structuraux.....	105
V.1	Introduction	105
V.2	Etude des poteaux.....	105
V.2.1	Recommandations du RPA99/2003.....	105
V.2.2	Sollicitations de calcul	106
V.2.3	Calcul du ferrailage.....	107
V.2.4	Les vérifications nécessaires.....	109
V.2.5	Schéma de ferrailage des poteaux.....	111
V.3	Etude des poutres.....	113
V.3.1	Recommandations du RPA99v2003	113
V.3.2	Sollicitations et ferrailage des poutres	113
V.3.3	Calcul du ferrailage :.....	114
V.3.4	Vérification des armatures selon le RPA 99 :.....	115
V.3.5	Vérification à l'ELU :	115
V.3.6	Vérification à l'ELS :	116
V.3.7	Schéma de ferrailage.....	120

Table de matière

V.4	Etude des voiles :.....	120
V.4.1	Introduction.....	120
V.4.2	Recommandations du RPA99	121
V.4.3	Sollicitations dans les voiles	122
V.4.4	Ferraillage	123
V.5	Schéma de ferraillage	124
V.6	Conclusion	124
VI.	Chapitre VI : Etudes de l'infrastructure	125
VI.1	Introduction.....	125
VI.2	Choix de type de fondations	125
VI.2.1	Combinaisons d'actions à considérer :	125
VI.3	Voile périphérique	137
VI.3.1	Caractéristique	137
VI.3.2	Evaluation des charges et surcharges	137
VI.3.3	Ferraillage du voile	138
VI.3.4	Vérification l'effort tranchant.....	139
VI.4	Conclusion	140

Liste de figures

Figure I-1: Façade principale et vue en plan de RDC de la structure	3
Figure I-2: schéma descriptif des murs extérieurs.	5
Figure I-3: Diagramme de contrainte de déformation du béton.....	7
Figure I-4: Diagramme de contrainte déformation d'acier.	9
Figure II-1: Le plancher corps creux	12
Figure II-2:Disposition des poutrelles étage 1, 7, 8.....	13
Figure II-3: Disposition des poutrelles étage 2, 3, 4.....	14
Figure II-4: Disposition des poutrelles étage 5 et 6.....	14
Figure II-5: Disposition des poutrelles terrasse accessible.....	15
Figure II-6: Disposition des poutrelles terrasse inaccessible.	15
Figure II-7: Les dimensionnements des poutrelles	16
Figure II-8: Dalle sur deux appuis.	17
Figure II-9: Escalier des étages courant.....	18
Figure II-10: Type 2 : escalier de RDC.	20
Figure II-11: Les dimensionnements de l'acrotère.	20
Figure II-12: Les voiles.....	22
Figure II-13: La descente des charges	26
Figure II-14: Les surfaces afférentes du poteau G5.....	27
Figure III-1: Diagramme des moments dans la travée.	39
Figure III-2: Diagramme des efforts tranchant.....	39
Figure III-3: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	47
Figure III-4: Ferrailage la dalle 16 étage courant.....	54
Figure III-5: la méthode des sections.....	60
Figure III-6 Schéma de ferrailage d'escalier.....	64
Figure III-7: schéma de ferrailage de la poutre palière	66
Figure III-8 Les différentes types de poutre de chaînage	72
Figure III-9: schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	74
Figure III-10: schéma de ferrailage de l'acrotère.....	77
Figure IV-1: Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016.....	87
Figure IV-2: Vue en plan de la structure avec Disposition des voiles de contreventement.	87
Figure IV-3: La direction de mode 1	89
Figure IV-4: La direction de mode 2.....	89
Figure IV-5: La direction de mode 3.....	90
Figure IV-6: Le facteur est en fonction de la catégorie de site.	92

Liste de figures

Figure IV-7: le spectre selon axe xx.	93
Figure IV-8: le spectre selon axe YY.....	94
Figure IV-9: les déplacements par niveau.....	94
Figure IV-10: L'effort tranchant par niveau suivant X et Y	95
Figure IV-11: déterminations des moments par niveau suivant x et y.....	95
Figure VI-1: la semelle isolée.	125
Figure VI-3: la fille la plus sollicitée	126
Figure VI-4: Le schéma de radier.	127
Figure VI-5: calcul la surface de fondation.....	128
Figure VI-6calcul la surface de fondation avec débord.....	130
Figure VI-7 La stabilité au renversement d'une structure	131
Figure VI-8: Vérification au poinçonnement	132
Figure VI-9: forme du plancher de radier	133
Figure VI-10 Schéma de ferrailage du radier	134
Figure VI-11: Radier générale nervuré	134
Figure VI-12 Ferrailage des nervures.....	137
Figure VI-13: Evaluation des charges et surcharges	138
Figure VI-14 Ferrailage du voile périphérique.....	140

Liste des tableaux

Liste de tableaux

Tableau 1: Les caractéristiques mécaniques.	8
Tableau 2: Les caractéristiques du béton et de l'acier.	10
Tableau 3: Les sections des poteaux.	22
Tableau 4: Evaluation des charges sur plancher a corps ceux	22
Tableau 5: Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.	23
Tableau 6: Evaluation des charges sur les dalles pleines.	23
Tableau 7: Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible.	23
Tableau 8: L'évaluation des charges sur les murs extérieures	24
Tableau 9: L'évaluation des charges sur la, 3ème volée(RDC).....	24
Tableau 10: l'évaluation des charges sur la volée (étages courant)	24
Tableau 11: L'évaluation des charges sur la 1ère volée (RDC).....	25
Tableau 12: L'évaluation des charges sur la 2ème volée (RDC).....	25
Tableau 13: L'évaluation des charges sur un palier d'étage courant	25
Tableau 14: l'évaluation des charges sur un palier du RDC.	26
Tableau 15: La descente de charge G5.....	27
Tableau 16: Vérification de la résistance.	29
Tableau 17: Le flambement du poteau G5.....	30
Tableau 18 : Les différents types de poutrelles.....	36
Tableau 19 : Les charges revenant aux poutrelles.....	37
Tableau 20: moment en travée de BC et CD.....	40
Tableau 21 : Les sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.	41
Tableau 22: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible.	41
Tableau 23: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.	41
Tableau 24 : Le ferrailage des différents type 2 étages.....	45
Tableau 25: Vérification nécessaires à l'ELU	45
Tableau 26: Vérification nécessaire à l'ELS.....	46
Tableau 27: Vérification de la fléché	46
Tableau 28 : Ferrailage des poutrelles.....	46
Tableau 29: Les types de plancher à dalle pleine.....	47
Tableau 30 : Les vérifications de l'état limite de fissuration.	50
Tableau 31: La vérification de l'état limite de fissuration en appui.	50
Tableau 32: Le calcul de la flèche.....	51
Tableau 33: les résultats de ferrailage.....	52
Tableau 34: La vérification de la contrainte du béton.....	52
Tableau 35: les résultats de vérification.....	53

Liste des tableaux

Tableau 36: le calcul de la flèche	54
Tableau 37: Les résultats des panneaux D12 et DP-RDC.....	54
Tableau 38: Le ferrailage dalle du senseur	55
Tableau 39: La Vérification des contraintes	57
Tableau 40: Ferrailage de la dalle du senseur	57
Tableau 41: Résultats de la vérification des contraintes.	59
Tableau 42: Le ferrailage de l'escalier.	62
Tableau 43: Ferrailage de la poutre palière.	64
Tableau 44: Vérification état limite de compression.....	66
Tableau 45: Ferrailage de la volée 1	67
Tableau 46: Vérification état limite de compression de volée 1	67
Tableau 47: Ferrailage de la volée 2	68
Tableau 48: Vérification état de compression de la volée 2.....	69
Tableau 49: Ferrailage de la volée 3	71
Tableau 50: Vérification l'état de compression pour la volée 3.	71
Tableau 51: Ferrailage de la poutre de chainage.	73
Tableau 52: Vérification de l'état de compression de la poutre de chainage.....	73
Tableau 53: Vérification de la flèche	73
Tableau 54: les combinaisons de calcul	75
Tableau 55: Ferrailage de l'acrotère	75
Tableau 56: Les résultats de l'analyse sismique dynamique.....	88
Tableau 57: La force sismique à la base	93
Tableau 58: La vérification de l'excentricité	96
Tableau 59: Les résultats de l'interaction verticale.....	96
Tableau 60: Vérification l'interaction horizontale.....	97
Tableau 61: la vérification des déplacements.	98
Tableau 62: L'effet P- Δ est un effet non linéaire.....	99
Tableau 63: L'effort normal réduit	99
Tableau 64: Les dimensions défectives des éléments structuraux	100
Tableau 65: Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99	106
Tableau 66: Les sollicitations sur les poteaux non associés aux voiles.	107
Tableau 67 Les sollicitations des poteaux associer aux voiles.....	107
Tableau 68: les résultats de ferrailage des poteaux.....	108
Tableau 69: Ferrailage transversales des poteaux non associé.	109
Tableau 70 Ferrailage transversale des poteaux associe	109
Tableau 71: La vérification de flambement	110

Liste des tableaux

Tableau 72: la vérification de la contrainte dans le béton pour les poteaux non associe.	110
Tableau 73 la vérification de la contrainte dans le béton pour les poteaux associe ...	111
Tableau 74: Vérification des contraintes de cisaillement.	111
Tableau 75: Sollicitations des poutres.....	113
Tableau 76: Ferrailage des poutres associé au voile	114
Tableau 77: ferrailage des armatures longitudinales.....	114
Tableau 78: Vérification de la contrainte tangentielle maximal	116
Tableau 79: Contrainte tangentielle maximale.	116
Tableau 80: État limite de compression du béton	117
Tableau 81: L'évaluation de la flèche.....	117
Tableau 82: Les moments résistants dans les poteaux	118
Tableau 83: la poutre principale.....	119
Tableau 84: La poutre secondaire	119
Tableau 85: La vérification de la zone nodale PP	119
Tableau 86: La vérification de la zone nodale PS.....	119
Tableau 87: le ferrailage des voiles selon XX.	123
Tableau 88: le ferrailage des voiles selon YY.	123
Tableau 89 Vérification des semelles filantes	126
Tableau 90 Les dimensions du radier	128
Tableau 91 Les résultats des efforts par rapport au centre de gravité du radier	129
Tableau 92 Vérification de la contrainte du sol.....	129
Tableau 93: Les vérifications au soulèvement	130
Tableau 94: Les vérifications au soulèvement	130
Tableau 95 Les vérifications sur renversement de radier	131
Tableau 96: Ferrailage de la dalle du radier.....	133
Tableau 97: Vérification des contraintes de béton	133
Tableau 98 moments en travée et en appui des nervures	135
Tableau 99: Ferrailage des nervures.....	135
Tableau 100: Vérification de l'effort tranchant.	136
Tableau 101: Vérification des contraintes dans la nervure	136
Tableau 102: Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de As	136
Tableau 103: Ferrailage du voile périphérique.....	139
Tableau 104: vérification des contraintes du voile périphérique.....	139

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie connaît une demande croissante en matière de construction de bâtiments, principalement due à l'augmentation de sa population. Cependant, la concentration de la population dans les zones du nord du pays, notamment les régions côtières comme Bejaïa, et la pénurie de terrains disponibles pour la construction poussent les concepteurs à concevoir des bâtiments de grande hauteur, parfois dans des sites présentant des caractéristiques médiocres, afin de répondre à cette demande. Étant donné que le nord de l'Algérie est sujet à de forts séismes, la construction de bâtiments d'une telle importance confronte les ingénieurs à de multiples contraintes. Afin de répondre à ces exigences, une connaissance approfondie dans divers domaines tels que la conception, la modélisation, la géotechnique, les réglementations et la maîtrise des matériaux est nécessaire.

Après la conception architecturale des structures et l'étude géotechnique du site, la structure est transmise à l'ingénieur en génie civil pour effectuer le dimensionnement conformément aux normes en vigueur. L'ingénieur en génie civil s'assure de dimensionner les éléments de la structure en prenant en compte différentes charges, tout en respectant les réglementations en vigueur. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie intégrante des tâches de l'ingénieur. Dans le domaine de la construction, une utilisation adéquate des normes parasismiques par un ingénieur en structures suppose une compréhension des particularités de l'action sismique.

Une étude approfondie d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études de conception et de calcul, ainsi que sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. Cela inclut également la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité de l'exécution des travaux, le suivi adéquat des travaux de réalisation et le contrôle technique de la construction, conformément aux exigences réglementaires et aux normes de l'art.

Dans ce mémoire, nous présentons l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné à un usage mixte. Ce bâtiment comprend un sous-sol, un rez-de-chaussée dédié au commerce, ainsi que huit étages réservés à l'habitation. Il sera construit à Bejaïa, plus précisément à sidi Ali Lebher localité située sur la côte Est de la ville de Bejaïa. Selon la réglementation parasismique algérienne, la région de Bejaïa est classée en zone sismique IIa. Le bâtiment, destiné à un usage commercial et résidentiel, est classé dans le groupe d'usage 2a selon les mêmes réglementations. La structure étudiée sera réalisée en utilisant une ossature en béton armé, composée de portiques poteaux-poutres et de voiles de contreventement en béton armé, ainsi que de planchers servant de diaphragmes.

Ce mémoire est divisé en six chapitres. Le premier chapitre présente une description complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des réglementations utilisées, ainsi que la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, et le troisième chapitre c'est l'étude des éléments non structuraux tels que les planchers, les escaliers, les acrotères, ainsi qu'à la détermination des charges verticales présentes dans le bâtiment et au pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.

Le quatrième chapitre aborde l'étude dynamique du bâtiment. Cette étude est réalisée en analysant le modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous la forme d'une ossature en portique avec des poteaux et des poutres, et les planchers sont modélisés comme des diaphragmes rigides. Le modèle de la structure comprend huit étages encastres à la base. En considérant le sous-sol comme des boîtes rigides, seule la partie émergée du sol a été modélisée.

Le cinquième chapitre se concentre sur le calcul de l'armature des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles. On y présente les différentes étapes du dimensionnement de ces éléments, conformément aux règles en vigueur.

Le seizième e et le dernier chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure, plus précisément sur le dimensionnement des fondations de l'ouvrage. Cette partie détaille les différentes étapes du dimensionnement des fondations, en respectant les normes en vigueur.

Introduction générale

Enfin, le mémoire se conclut par une synthèse générale des résultats obtenus et des conclusions tirées de l'étude menée.

En résumé, ce mémoire offre une analyse approfondie de la conception, du dimensionnement et de l'étude dynamique d'un bâtiment en béton armé à usage mixte, ainsi que du dimensionnement des fondations, en prenant en compte les réglementations applicables.

Chapitre 1 :
Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques mécanique des
matériaux.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux.

I.1 INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil consiste à connaître un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, tel que sa destination, sa signification, son architecture et sa géométrie, ...etc. Elle nécessite également une connaissance de son environnement : le site d'implantation, la topographie, l'ingénierie géotechnique et la zone sismique. L'ingénieur doit savoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage. En effet, l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude les règles de construction en vigueur, tout en tenant compte à la fois le facteur de sécurité et économique.

Nous présenterons dans ce présent chapitre l'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, les différentes hypothèses de calculs ainsi que les différents règlements utilisés.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet étudié consiste d'un bâtiment à usage d'habitation et commerce. Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de R+8+sous-sol avec deux terrasses accessibles et inaccessibles. Le bloc étudié se compose d'un sous-sol destinée aux équipements sanitaires et d'un rez-de-chaussée à usage commerce composé de 9 locaux commerciaux d'une surface $S = 1075.02m^2$, et huit étages qui vont contenir 40 logements à usage d'habitation, chaque niveau contient quatre appartements F4 de surface $F4a = 131.99m^2$, $F4b = 133.53m^2$, $F4c = 153.91m^2$, $F4d = 151.97m^2$ et un appartement F3 de surface $F3 = 101.73m^2$, tout les étages sont presque identique sauf le huitième étage est sous forme duplex terrasse accessible.

La structure étudiée sera implantée à Bejaia au lieu-dit « Sid Ali Lebher », qui est classé en zone **IIa** de moyenne sismicité selon **RPA 99/2003**. Le bâtiment fait partie du projet dit « Résidence Les Salines 99 logements » à l'usage multiple donc il est classée d'après les règles parasismiques algériennes **RPA99/2003** dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.



Figure I-1: Façade principale et vue en plan de RDC de la structure

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

Les deux figures précédentes montrent respectivement la vue en élévation et la vue en plan à la base de la structure, dans ce qui suit on donne les dimensions essentielles de cette dernière :

- **Dimensions en élévation :**

- Hauteur du sous-sol **4 · 30** m.
- Hauteur de RDC (usage commerce) **4 · 08** m.
- Hauteur d'étage courant **3 · 06** m.
- Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris) **33 · 12** m.

- **Dimensions en plans :**

- Longueur totale **33 · 02** m
- Largueur totale **31 · 83** m

I.2.2 Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003.
- La contrainte admissible du sol et de $\sigma_{adm} = 0.98$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations **D = 3.2 m**.
- La nature du sol est **S3**(site meuble).

S3 : Dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raides.

I.3 Description structurale :

La structure étudiée sera réalisé par une ossature en béton armé, selon RPA99/2003 il est indispensable d'introduire des voiles dans toutes les structures qui dépassent les 14 m de hauteur dans la zone de moyenne sismicité. Donc l'ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres et des voiles de contreventements en béton armé, et des planchers qui constituent des diaphragmes.

- **Les planchers** : les planchers sont semi pré fabriqués en corps creux, avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontale rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les éléments secondaires** : Sont des éléments qui ne participent pas dans le contreventement de la structure telque l'escalier, l'acrotère, l'ascenseur, ...exc. Ces dernier sont réaliser en béton armé de manière à être reliaer au bâtiment sans se détacher lors d'un incident majeur et sans atteint à la sécurité des usagers de cet ouvrage.
- **Les portiques** : dans notre cas les portiques sont constitués de poteaux et de poutres en béton armé. Le nombre de files selon x est de 8 et selon y est de 16 filles. La travée la plus longue selon x est de 4.9 m et selon y et de 5.12 m.

- **Terrasse** : La structure étudiée compose de deux type de terrasse : une terrasse accessible au niveau des duplex et une terrasse inaccessible.
- **La maçonnerie** : la maçonnerie la plus utilisé en Algérie est la brique creuse, dans cet ouvrage on a trois type de murs :
- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une brique creuse de **15 cm** d'épaisseur et un isolant de polystyrène de **5 cm** et une plaque de plâtre de **1 cm** a la face intérieure.

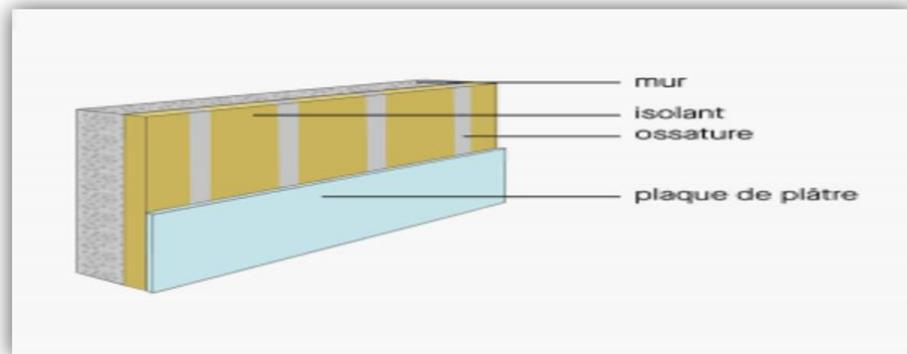


Figure I-2:schéma descriptif des murs extérieurs.

NB : L'isolant de polystyrène est un matériau très léger ce qui lui offre une grande facilité de pose et de maniabilité, aussi un élément qui résiste très bien aux différentes températures et insensible à l'eau, donc il est l'isolant à privilégier dans les zones climatiques assez extrêmes tel que la structure étudiée est exposée à la mer.

- **Murs intérieurs** : Ils sont constitués par une cloison de **15 cm** d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins, et l'autre a une cloison de **10 cm** d'épaisseur qui sert à séparer entre deux services.
- **L'infrastructure** : Elle est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements différentiels.
- **Ossature et systèmes de contreventement** :

Pour un bloc de R+8+sous-sol avec une hauteur qui dépasse les 14 mètres, les systèmes de contreventements les plus applicables sont :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles.
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Système de portique contreventé par des voiles. I

I.4 Règlements et normes utilisées :

Les règlements utilisés sont :

- RPA 99 version 2003 (Les règles parasismiques algériennes).
- BAEL 91 version 99 (Béton aux états limites).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitations).
- DTR B.C.2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.5 Les caractéristiques des matériaux utilisés :

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- Le béton.
- L'acier.

I.5.1 Béton :

I.5.1.1 Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), de matériaux internes appelés granulats (sable, gravier....), de l'eau éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

- Le béton présente les avantages suivants :
- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation
- Une bonne résistance aux feux
- Un entretien facile
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.5.1.2 Résistance caractéristique à la compression :

Selon BAEL 91 (ART A2.1, 11)

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours} \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{pour } j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

On prend $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$.

I.5.1.3 Résistance caractéristique à la traction :

Salon BAEL 91 (ART A2.1, 12).

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j = 28 \text{ jours}$ Et $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.4 Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} :

Selon BAEL 91 (ART A2.1, 21).

$$**E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_e E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}**$$

I.5.1.5 Le module de déformation longitudinale différé E_{vj} :

Selon BAEL91 (ART A2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I.5.1.6 Coefficient de poisson ν :

Selon BAEL 91 (ART A2.1, 3).

$$\nu \begin{cases} 0 & \text{en ELU} \\ 0,2 & \text{en ELS} \end{cases}$$

I.5.1.7 Contrainte limite de compression à l'ELU :

Selon BAEL 91 (ART A.4.3, 4)

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cd}}{\theta \gamma_b} ;$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,5 & \text{cas de situation durable} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ h} \\ \theta = 0 & \text{si } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ \theta = 1 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Avec t: la durée probable d'application de la combinaison d'action

Pour notre projet $\theta = 1 \rightarrow t < 1 \text{ h}$

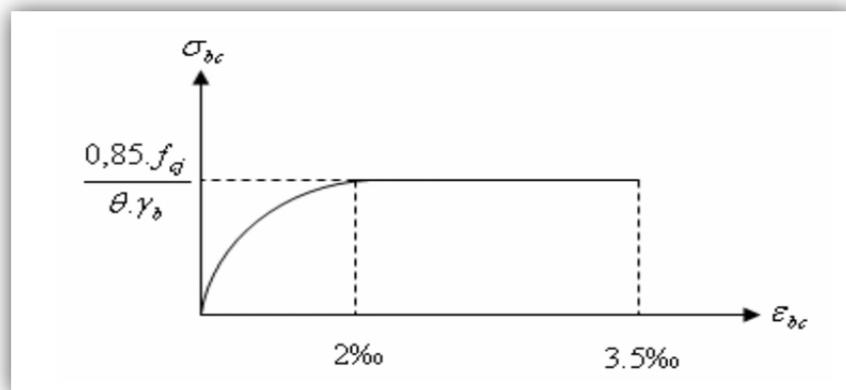


Figure I-3:Diagramme de contrainte de déformation du béton.

Qui donne : $\begin{cases} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} & \text{cas situation durable} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} & \text{cas situation accidentelle} \end{cases}$

I.5.1.8 Contrainte limite de compression à l'ELS :

Selon BAEL 91 (ART A.4.5, 2)

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on a } \overline{\sigma}_{BC} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

I.5.2 Aciers :

I.5.2.1 Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être reprise par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité. On distingue :

- **Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.
- **Les rondes lisses :** Ce sont des barres laminées de section circulaires.
- **Les barres de haute adhérence :** Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.5.2.2 Caractéristiques mécanique des aciers :

Les caractéristiques mécaniques sont présentées dans tableau I-1

Tableau 1:Les caractéristiques mécaniques.

TYPE	Nuance	Limite élastique $f_e(\text{MPa})$	Limite de rupture(MPa)	Allongement a la rupture (%)
Haute adhérence	$f_e\text{E400}$	400	310-490	22
	$f_e\text{E500}$	500	390-490	25
Rondes lisses	$f_e\text{E215}$	215	480	14
	$f_e\text{E235}$	235	550	12
Treillis soudés	$f_e\text{E500}$	500	550	12

I.5.2.3 Etat limite ultime :

La contrainte d'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$

Te que $\epsilon_{es} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \rightarrow \epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$

$\gamma_s = \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas de situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situation durable} \end{cases}$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa cas situation courante} \\ 400 \text{ MPa cas situation accidentelle} \end{cases}$$

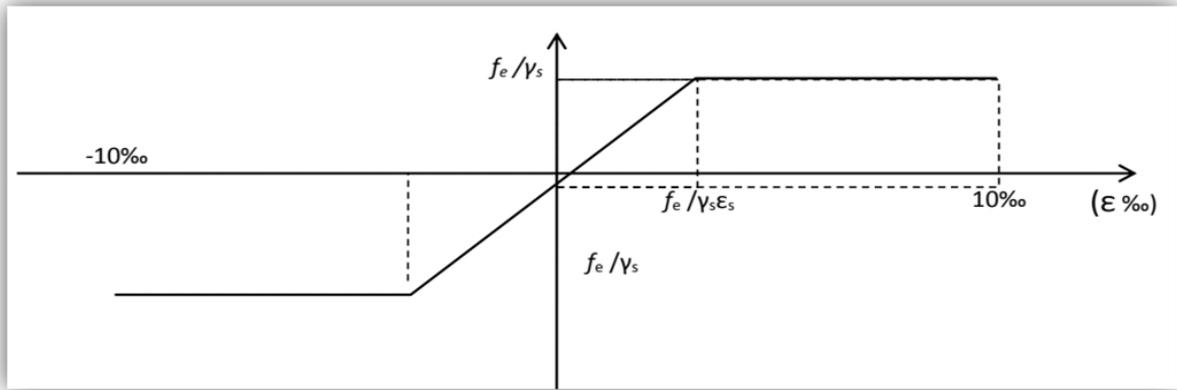


Figure I-4:Diagramme de contrainte déformation d'acier.

I.5.2.4 Etat limite de service :

On distingue les cas suivants :

I.5.2.4.1 Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer. **Art(A.4.5.3.2) BAEL 91**

I.5.2.4.2 Fissuration préjudiciable :

La vérification à l'état limite ultime est suffisante, et la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ MPa} \text{ Art (A.4.5.3.3) BAEL 91}$$

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

I.5.2.4.3 Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ MPa} \text{ Art (A.4.5.3.4)}$$

BAEL 91

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta = 1$ Pour les rondes lisses, treillis soudés.

$\eta = 1.6$ Pour les hautes adhérences.

I.6 Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé pour l'étude de cette structure est résumé dans le tableau I-2

Tableau 2:Les caractéristiques du béton et de l'acier.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
BETON	f_{c28}	25
	f_{t28}	2,1
	f_{bu} (durable)	14,2
	f_{bu} (accidentelle)	18,48
	$\overline{\sigma_{BC}}$	15
	E_{ij}	32164,2
	E_{vj}	10818,86
ACIER	f_e	400
	E_s	200000
	f_{st} (durable)	348
	f_{st} (accidentelle)	400
	$\overline{\sigma_{st}}$ (FN)	201,63
	$\overline{\sigma_{st}}$ (FTN)	164,07

Chapitre 2 :

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

L'étude d'un ouvrage en génie civil passe obligatoirement par le pré-dimensionnement des différents éléments. Le but de pré dimensionnement est de déterminer les différents ordres de grandeurs des éléments de la structure, pour reprendre les efforts due aux différentes sollicitations. A Travers ce pré-dimensionnement on procède à l'estimation des charges et des surcharges en se référents au règlement. Sollicitations verticales : charges permanentes dues au poids des différents éléments entre autres, plancher, poutrelles et poutres,.....etc. Sollicitations horizontales : dues essentiellement aux effets du vent et de séisme. Dans ce travail, le pré dimensionnement des éléments de la structure et l'évaluation des charges et des surcharges est effectué conformément aux règlements en vigueur BAEL 91/99 ; RPA99, DTR B.C.2.2 et CBA93.

II.2 Partie I : Pré dimensionnement des éléments secondaires

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement comme les poutrelles, escaliers, l'acrotère, cloisons, ...etc.

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux (Figure II-2) sont composés de 3 éléments principaux sont corps creux, poutrelles et une dalle de compression. Le dimensionnement du plancher à corps creux revient à la hauteur h_t . Tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$.

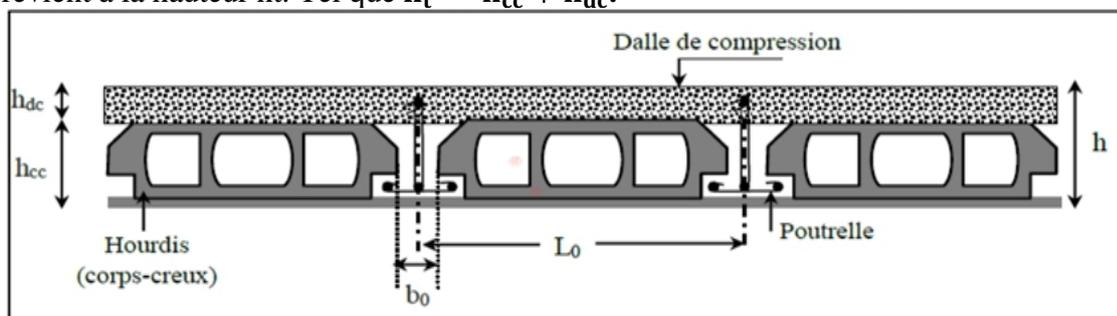


Figure II-1: Le plancher corps creux

Tel que:

b_0 : Largeur de la nervure.

L_0 : Distance entreaxe de poutrelles.

h_{cc} : La hauteur du corps creux.

h_{dc} : La hauteur de la dalle de compression.

h_t : La hauteur totale du plancher.

La condition donnée par le CBA 93 (ART B.6.8.4.2.4) est : $h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

L_{\max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles. On suppose des poutres de 30 cm de largeur, donc :

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{460}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 22,4 \text{ cm.}$$

On adopte pour ce projet $h_t = 21 \text{ cm}$ $\begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm} \\ h_{dc} = 5 \text{ cm} \end{cases}$ (corps creux polystyrène).

- **Pré dimensionnement des poutrelles**

Ce sont des petites poutres coulées sur place forment l'ossature du plancher. Elles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour la structure à étudiée, on a disposé les poutrelles selon le critère de la continuité, ce qui nous donne la disposition suivante:

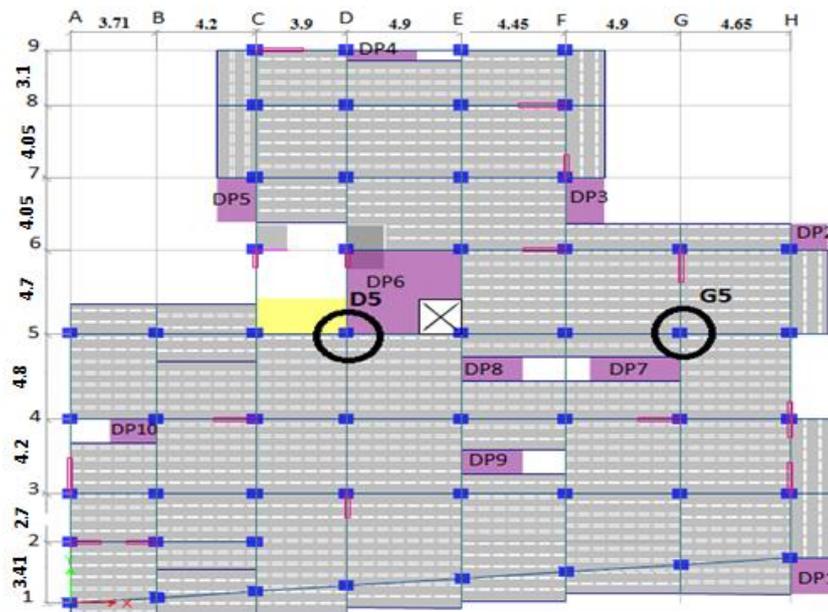


Figure II-2: Disposition des poutrelles étage 1, 7, 8.

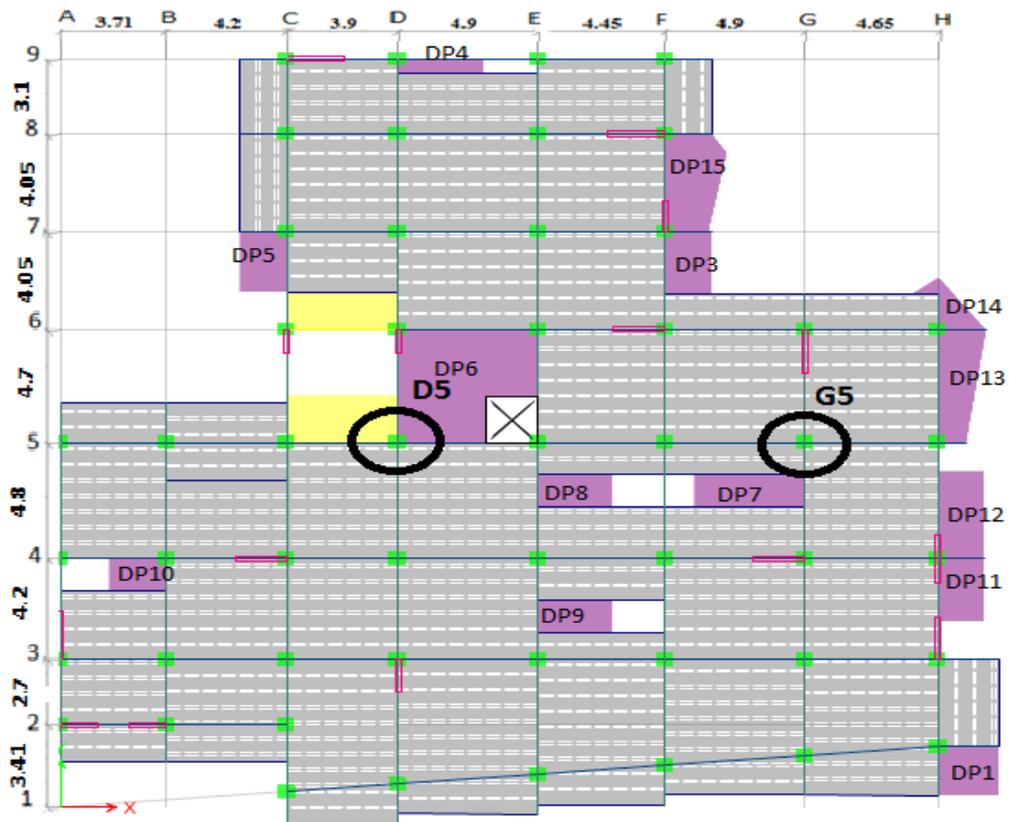


Figure II-3: Disposition des poutrelles étage 2, 3, 4.

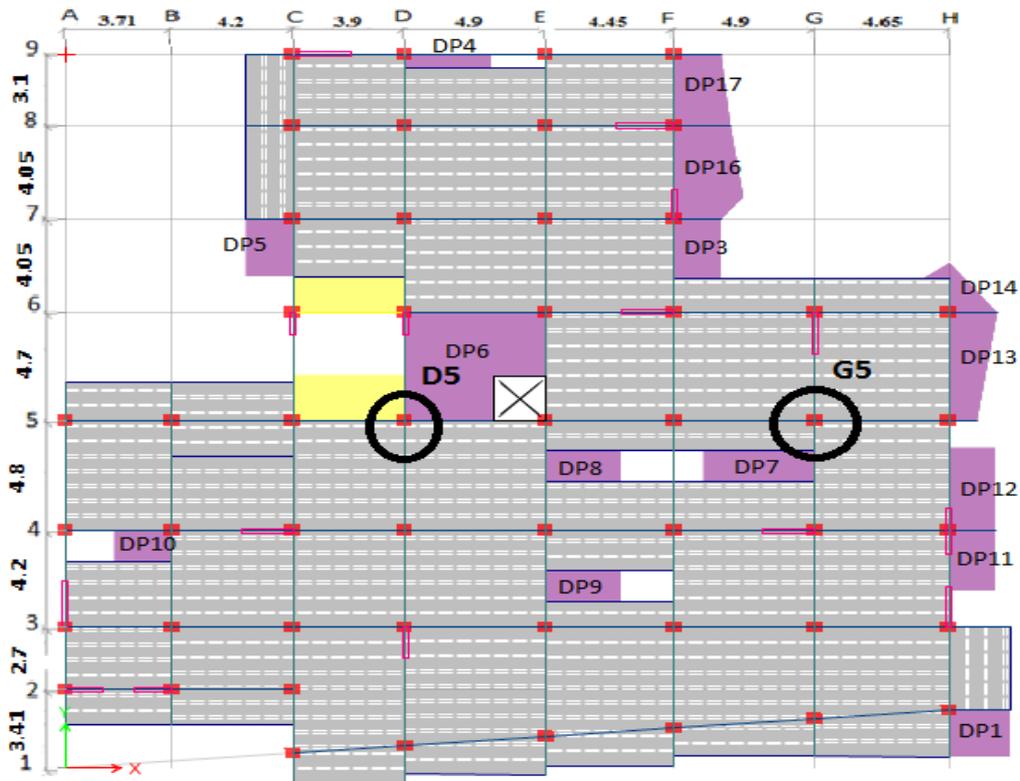


Figure II-4: Disposition des poutrelles étage 5 et 6.

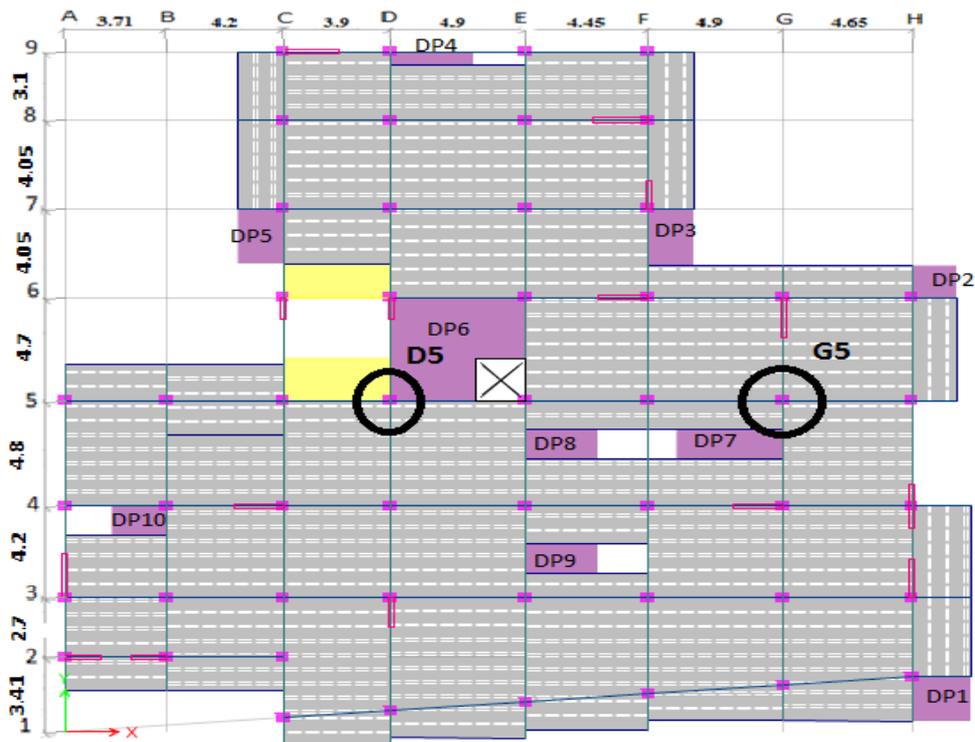


Figure II-5: Disposition des poutrelles terrasse accessible.

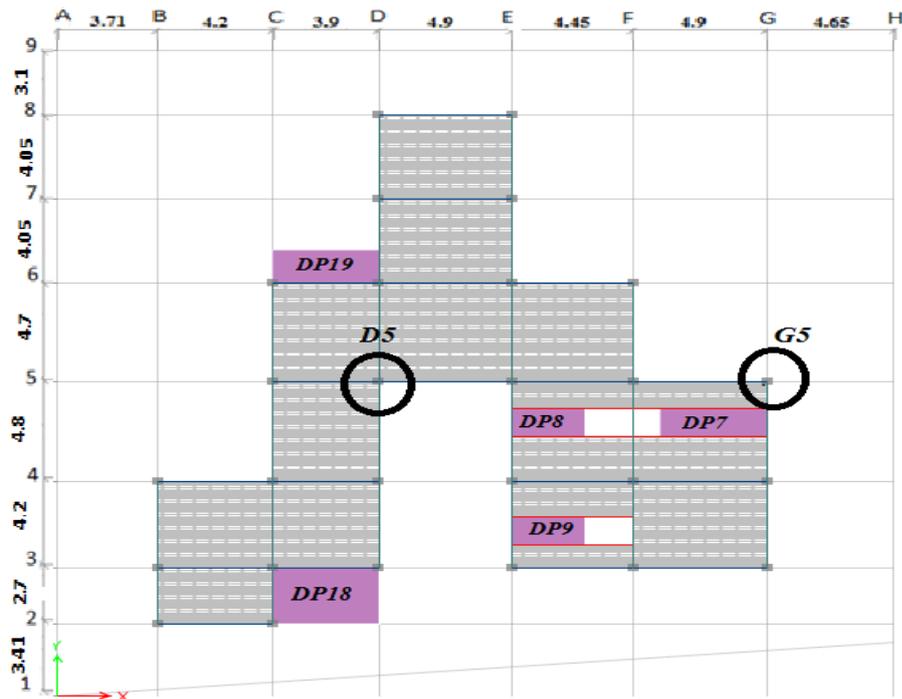


Figure II-6: Disposition des poutrelles terrasse inaccessible.

b : Largeur de la table de compression (Figure II-8), déterminé à partir de la condition suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \text{ CBA93 (ArtA . 4. 1. 3).}$$

L_x : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis dans lesensde disposition des poutrelles.

b_0 : Est entre (0.4 à 0.6) $h \Rightarrow b_0 = 8 \text{ à } 12 \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$

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

$L_y = 371 - 30 = 341 \text{ cm}$. Ce qui donne $\frac{b-10}{2} \leq \min \left(\frac{55}{2}, \frac{341}{10} \right)$ Soit **$b = 65 \text{ cm}$** .

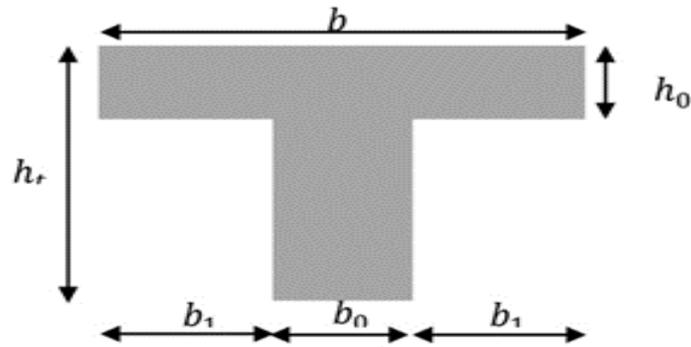


Figure II-7: Les dimensionnements des poutrelles

II.2.1.2 Plancher à Dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis. Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de 3 critères (Figure II-9) :

II.2.1.2.1 Critère de résistance à la flexion : RPA99/2003 :

- Dalle sur 1 appui : $e \geq \frac{l_x}{20}$.
- Dalle sur 2 appuis : $\frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20}$.
- Dalle sur 3 ou 4 appuis et $\rho \leq 0,4$: $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.
- Dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho > 0,4$: $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

L_x : Est la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

II.2.1.2.2 Critère de résistance au feu : CBA 93 :

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu.
- $e \geq 14\text{cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

Dans notre cas on a trois types de dalle, on prend le cas le plus défavorable :

- **Type 1 : Dalle sur deux appuis (DP12) (Figure II-8- A)**

$$L_x = 1,65\text{m} \quad L_y = 3,6\text{m} \quad \text{donc } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{3,6} = 0,45 \quad \begin{cases} \frac{165}{30} \leq e \leq \frac{165}{20} \\ 5,5 \leq e \leq 8,25 \end{cases}$$

- **Type 2 : Dalle sur trois appuis (DP 16) (Figure II-8-B)**

$$L_x = 2,35\text{m} \quad L_y = 4,05\text{m} \quad \text{donc } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,35}{4,05} = 0,58 > 0,4 \quad \begin{cases} \frac{235}{45} \leq e \leq \frac{235}{40} \\ 5,22 \leq e \leq 5,87 \end{cases}$$

- **Type 3 : Dalle sur quatre appuis (panneau dalle RDC) (Figure II-8-C)**

$$L_x = 4,9\text{m} \quad L_y = 5,59\text{m} \quad \text{donc } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,9}{5,59} = 0,87 > 0,4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{490}{45} \leq e \leq \frac{490}{40} \\ 10,88 \leq e \leq 12,75 \end{array} \right.$$

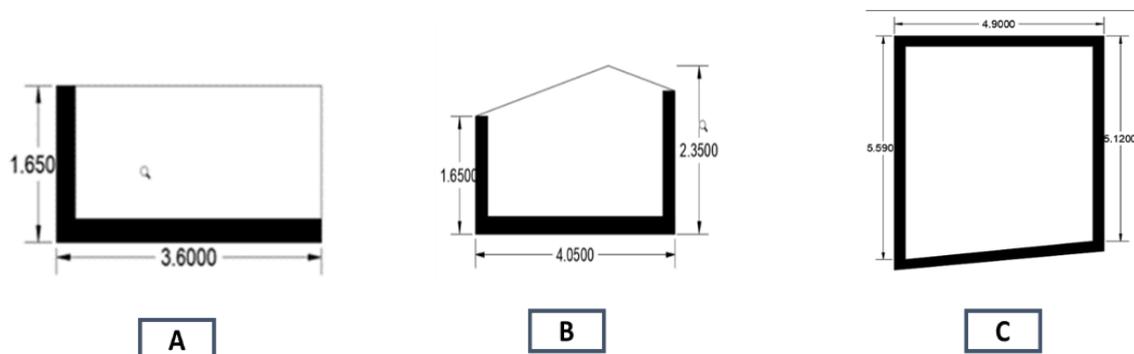


Figure II-8:Dalle sur deux appuis.

On voit bien que pour le **type 1** et le **type 2** l'épaisseur du panneau est petit, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant, et pour le **type 3** c'est le critère de résistance a flexion qui est déterminant. Donc on opte : **12 cm** pour toutes les dalles.

II.2.2 Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est une structure constituée d'une série de marches et de contre marches. Pour que l'escalier garantisse sa fonction on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contres marches doit être entre 14 et 18 *cm*.
- La largeur g (giron) doit être entre 25 et 32 *cm*.
- La condition de BLONDEL $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$.

Avec : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

- L_0 : La longueur projetée de la volée.
- H : la hauteur de la volée.
- $n - 1$: Nombre de marche de la volée.
- n : Nombre de contre de marche de la volée.

II.2.2.1 Type 1 : escalier des étages courant : (figure II-9)

Constituée de deux volées identiques :

- **Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :**

On a : $H = 153 \text{ cm} = 1.53 \text{ met}$ et $L_0 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$

On pose $2h + g = 64 \text{ cm}$ → on remplace h et g par leurs expressions en fonction de n :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0.$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 542 \text{ Ce qui donne } \begin{cases} n = 9 & \text{les contres marches.} \\ n - 1 = 8 & \text{les marches.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.} \\ h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.} \end{cases} \text{ Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.}$$

- **Calcul l'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ .$$

- **Calcule l'épaisseur de la paillasse :**

$$L = L_V + L_P \rightarrow L_V^2 = 2,4^2 + 1,53^2 \rightarrow L_V = 2,85 \text{ m} \text{ Ce qui donne : } L = 4,85 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20} \rightarrow \frac{485}{30} \leq e \leq \frac{485}{20} \rightarrow 16,16 \leq e \leq 24,25$$

On prend : **$e = 17 \text{ cm}$**

- **L'épaisseur de palier :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \frac{155}{20} = 7,75 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe de feu.

On prend **$e = 17 \text{ cm}$** .

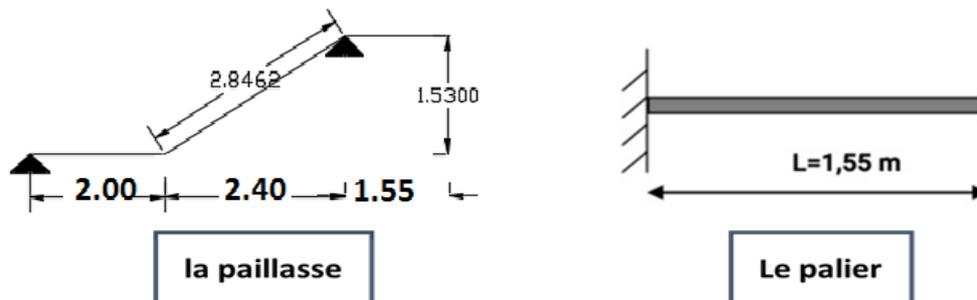


Figure II-9: Escalier des étages courant.

II.2.2.2 Type 2 : escalier de RDC Constituée de trois volées non identiques

La figure II-11 montre la forme d'escalier de RDC Constituée de trois volées non identiques

II.2.2.2.1 Volée 1 :

On a : $L_0 = 152 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - 420n + 204 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 352,38$$

Ce qui donne $\begin{cases} n = 6 \text{ les contres marches.} \\ n - 1 = 5 \text{ les marches.} \end{cases}$

- **Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :**

$$\begin{cases} g = \frac{152}{5} = 30 \text{ cm.} \\ h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm.} \end{cases} \text{ Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.}$$

- **Calcul l'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{102}{152} \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ .$$

- **Calcul l'épaisseur de la paillasse :**

$$L = L_V + L_P + L_P' \rightarrow L_V^2 = 1,02^2 + 1,52^2 \rightarrow L_V = 1,83 \text{ m} \text{ Ce qui donne : } L = 4,33 \text{ m}$$

$$\frac{lx}{30} \leq e \leq \frac{lx}{20} \rightarrow \frac{433}{30} \leq e \leq \frac{433}{20} \rightarrow 14,43 \leq e \leq 21,65$$

On prend : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.2.2.2 Volée 2 :

On a: $L_0 = 210 \text{ cm}$; $H = 136 \text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - 456n + 272 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 478$$

Ce qui donne $\begin{cases} n = 8 \text{ les contres marches.} \\ n - 1 = 7 \text{ les marches.} \end{cases}$

- **Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :**

$$\begin{cases} g = \frac{210}{5} = 30 \text{ cm.} \\ h = \frac{136}{6} = 17 \text{ cm.} \end{cases} \text{ Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.}$$

- **Calcul l'inclinaison de la pailleasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ .$$

- **Calcule l'épaisseur de la pailleasse :** Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisé). $e \geq \frac{lx}{20} \rightarrow e \geq \frac{140}{20} = 7 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 11 \text{ cm}$

→ Pour deux heures de coupe de feu.

On prend : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.2.2.3 Volée 3 :

On a: $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 170 \text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - 674n + 340 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 606$$

Ce qui donne $\begin{cases} n = 10 \text{ les contres marches.} \\ n - 1 = 9 \text{ les marches.} \end{cases}$

- **Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :**

$$\begin{cases} g = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.} \\ h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm.} \end{cases} \text{ Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.}$$

- **Calcul l'inclinaison de la pailleasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32,2^\circ .$$

- **Calcule l'épaisseur de la pailleasse :**

$$L = L_V \rightarrow L_V = 3.2 \text{ m} , \text{ Qui donne : } \frac{lx}{30} \leq e \leq \frac{lx}{20} \rightarrow \frac{320}{30} \leq e \leq \frac{320}{20} \rightarrow 10,67 \leq e \leq 16$$

On prend : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.2.2.4 Poutre palière :

$$L_{max} = 3.9 - 0.3 = 3.6 \text{ m} \rightarrow \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend **$b=25 \text{ cm}$** et **$h=30 \text{ cm}$**

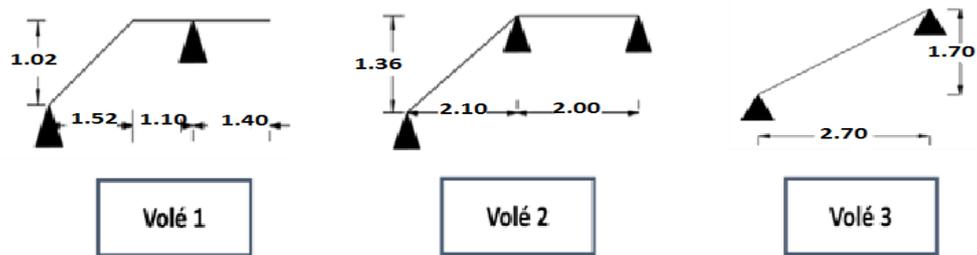


Figure II-10: Type 2 : escalier de RDC.

II.2.3 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère (Figure II-12) est un élément placé au dernier niveau d'un bâtiment au-dessus de la terrasse, elle est assimilée à une console encastree dans le plancher, soumise à son poids propre et une force horizontale.

II.2.3.1 La surface de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.15) + ((0.1 \times 0.03) / 2) \rightarrow S = 0.1285 \text{ m}^2$$

- Poids propre : $P_p = 25 \times S \Rightarrow P_p = 3.21 \text{ kN/ml}$
- Enduit de ciment : $20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$

Donc $G = 3.21 + 0.4$. Ce qui donne : $G = 3.61 \text{ KN/ml}$

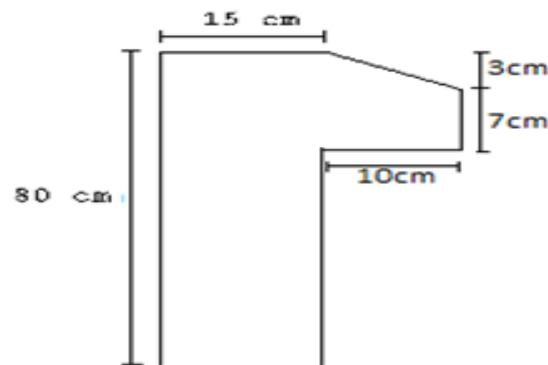


Figure II-11: Les dimensionnements de l'acrotère.

II.3 Partie II : Eléments structuraux

II.3.1 Les poutres

II.3.1.1 La hauteur (h) des poutres est déterminée par l'expression suivante:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ (BAEL91/99).}$$

L_{max} : Longueur maximale de la poutre entre nus d'appuis.

II.3.1.2 Poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

En supposant des poteaux de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ce qui donne :

$$L_{max} = 5.59 - 0.3 = 4.50 \text{ m} \rightarrow 35.26 \leq h \leq 45 : \text{on prend } h = 40 \text{ cm Et } b = 30 \text{ cm}$$

II.3.1.3 Poutres secondaires: elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{max} = 4,90 - 0,3 = 4,60m \rightarrow 30,66 \leq h \leq 46 : \text{On prend } \mathbf{h = 35cm} \text{ et } \mathbf{b = 30cm}$$

II.3.1.4 Conditions du RPA 99/2003.

- ✓ $b = 30cm > 20cm$
- ✓ $h = 40cm > 30cm$
- ✓ $h/b = 1,33 < 4$

Les trois conditions du RPA (Art 7.5.1) sont vérifiées, on fixe les dimensions des poutres à $30 \times 35cm^2$ pour les poutres principales et $30 \times 40cm^2$ pour les poutres secondaires.

II.3.1.5 Poutres de chaînage

Les chaînages doivent régner sur toutes l'épaisseur du l'élément supporté sa dimension minimale soit ramenée à $2/3$ d'élément porteur (mur) et une hauteur minimale 15 cm (RPA99.Art 9.3.3). Dans notre projet nous avons plusieurs poutres de chaînage dans différents étages.

$$b \geq \frac{2}{3} \times 21 \rightarrow b \geq 14cm \Rightarrow h \geq 15cm$$

On prend $\mathbf{b = 25cm}$ et $\mathbf{h = 30cm}$

II.3.1.6 Poutre brisée:

Les poutres brisées s'appuient sur les poteaux et sont sollicitées par des charges provenant des volées et des paliers de repos et des marches porteuses.

$$l = 200 + \left(\frac{210}{\cos 32,93} \right) \Rightarrow l = 450,19cm$$

On doit vérifier la condition de la flèche : $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 30,08 \leq h \leq 45,019$

On prend $\mathbf{b = 30cm}$ et $\mathbf{h = 35cm}$

II.3.2 Les voiles

Les voiles (Figure II-13) servent d'une part à résister aux efforts horizontaux (séisme, vent), d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent au sol. Le pré dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur.

Salon RPA99 (Art 7.7.1) on a: $e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right]$

Avec : $\begin{cases} h_e: \text{la hauteur libre d'étage} \\ e: \text{Epaisseur de voile} \end{cases}$

Pour le sous-sol : $h_e = 430 - 35 = 395cm \rightarrow$ Qui donne $e = 19,75cm$

Pour le RDC :

$h_e = 408 - 35 = 373cm \rightarrow$ Qui donne $e = 18,65cm$

Pour les autres niveaux : $h_e = 306 - 35 = 271cm \rightarrow$ Qui donne $e = 13,55cm$

Au final on prend : $\begin{cases} e = 20cm \text{ pour sous sol} \\ e = 20cm \text{ pour RDC et le reste des etages} \end{cases}$

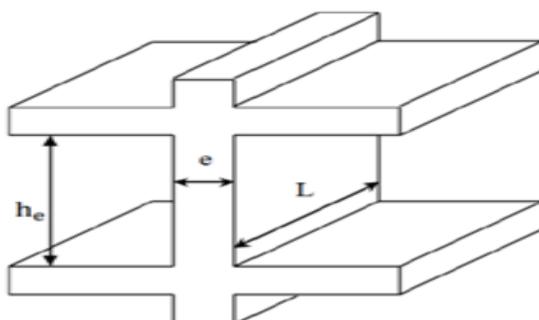


Figure II-12: Les voiles.

II.3.3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils supportent des charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent aux chainages verticaux. Le pré dimensionnement se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance à la compression.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition de RPA

On opte la section des poteaux pour les différents niveaux comme suit (**tableau II.1**) :

Tableau 3: Les sections des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Hauteur (m)	poids (KN)
Sous-sol	50 × 50	4,30	26,88
RDC	50 × 50	4,08	25,50
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50 × 45	3,06	17,21
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45 × 45	3,06	15,49
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45 × 40	3,06	13,77
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40 × 40	3,06	12,24
Terrasse	35 × 40	3,06	10,71

II.3.4 Evaluation des charges et surcharges:

II.3.4.1 Evaluation des charges sur plancher à corps creux

Tableau 4: Evaluation des charges sur plancher à corps creux

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids (KNm ²)
Revêtement dalle de sol	0.01	20	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
corps creux (16+5)	0.21	/	2
Brique creuse	0.15	/	1.30
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G			4.46
Q étage courant			1.5

II.3.4.2 Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Tableau 5: Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KNm ²)
Gravions protection	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouches	0.02	/	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.10	22	2.20
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Corps creux (16 + 5)	0.21	/	2
Charge permanent G			5.48
Charge d'exploitation Q			1

II.3.4.3 Evaluation des charges sur les dalles pleines

Tableau 6: Evaluation des charges sur les dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle de sol	0.01	20	0.20
Mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit	0.02	10	0.2
Charge permanente G			4.16
Q étage courant (balcon)			3.5
Q étage commercial(RDC)			5

II.3.4.4 Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible

Tableau 7: Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Revêtement dalle da sol	0.01	20	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Corps creux (16+5)	0.24	/	2
Enduit	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.10	22	2.2
Charge permanente G			5.36
Charge exploitation Q			1.5

II.3.4.5 Evaluation des charges sur les murs extérieures

Tableau 8: L'évaluation des charges sur les murs extérieures

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KNm ²)
Brique creuse	0.15	9	1.35
Carreaux de plâtre	0.02	/	0.20
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanent G			1.91

II.3.4.6 Evaluation des charges sur la, 3éme volée(RDC)

Tableau 9: L'évaluation des charges sur la, 3éme volée(RDC)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN)
<i>Dalle pleine</i>	0.15/cos 32.2	25	3.43
<i>Dalle de sol</i>	horizontal	0.01	0.20
	vertical	0.01h/g	0.11
<i>Mortier de pose</i>	horizontal	0.02	0.40
	vertical	0.02h/g	0.22
<i>Enduit</i>	0.02/cos 32.52	10	0.23
<i>Poids des marches</i>	h/2	22	1.87
Charge permanente G			7.46
Charge d'exploitation Q			2.5

II.3.4.7 Evaluation des charges sur la volée (étages courant)

Tableau 10: l'évaluation des charges sur la volée (étages courant)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN)
<i>Dalle pleine</i>	0.17/cos 32.52	25	5.04
<i>Dalle de sol</i>	horizontal	0.01	0.20
	vertical	0.01h/g	0.11
<i>Mortier de pose</i>	horizontal	0.02	0.40
	vertical	0.02h/g	0.22
<i>Enduit</i>	0.02/cos 32.52	10	0.23
<i>Poids des marches</i>	h/2	22	1.87
Charge permanente G			8.07
Charge d'exploitation Q			2,5

II.3.4.8 Evaluation des charges sur la 1ére volée (RDC)

Tableau 11: L'évaluation des charges sur la 1ère volée (RDC).

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine		0.15/cos 33.69	25	4.5
Dalle de sol	horizontal	0.01	20	0.20
	vertical	0.01h/g	20	0.11
Mortier de pose	horizontal	0.02	20	0.40
	vertical	0.02h/g	20	0.23
Enduit plâtre		0.02/cos 29.27	10	0.22
Poids des marches		h/2	22	1.87
Charge permanente G				7.53
Charge d'exploitation Q				2,5

II.3.4.9 Evaluation des charges sur la 2ème volée (RDC)

Tableau 12: L'évaluation des charges sur la 2ème volée (RDC)

Désignation des éléments		Epaisseur (KN)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine		0.15/cos 32.92	25	4.46
Dalle de sol	horizontal	0.01	20	0.20
	vertical	0.01h/g	20	0.11
Mortier de pose	horizontal	0.02	20	0.40
	vertical	0.02h/g	20	0.23
Enduit		0.02/cos 32.92	10	0.24
Poids des marches		h/2	22	1.87
Charge permanente G				7.52
Charge d'exploitation Q				2,5

II.3.4.10 Evaluation des charges sur un palier d'étage courant

Tableau 13: L'évaluation des charges sur un palier d'étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ³)
Dalle pleine	0.15	25	3,75
Dalle de sol	0.01	20	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit	0.02	18	0.36
Charge permanente G			5.07
Charge exploitation Q			2.5

II.3.4.11 Evaluation des charges sur le palier du RDC

Tableau 14: l'évaluation des charges sur un palier du RDC.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ³)
Dalle pleine	0.17	25	4.25
Dalle de sol	0.01	20	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit	0.02	18	0.36
Charge permanente G			5.57
Charge exploitation Q			2.5

II.3.5 Descente de charge:

La descente de charges (Figure II-14) c'est le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment. On va effectuer la descente pour les poteaux les plus sollicités, le **DTR B.C.2.2 (ART 6.3)** impose que la dégression soit appliquée à la surcharge Q à ces niveaux.

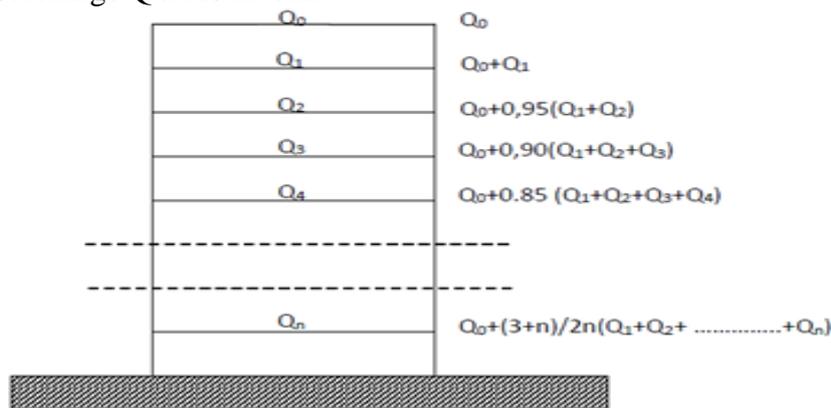


Figure II-13:La descente des charges

II.3.5.1 La loi de dégression de charge :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectivement des plancher des étages, 1, 2, 3, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment. La descente de charge sera effectuée sur les deux poteaux les plus chargés, il s'agit du poteau D5 et poteau G5 (voir la figure II-15). Les surfaces afférentes du poteau G5 lustré sur la figure II-14

II.3.5.1.1 Terrasse inaccessibles :

$$S = 5.175 \text{ m}^2$$

$$GP_p = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 2.25 \Rightarrow GP_p = 6.75 \text{ KN}$$

$$GP_s = 25 \times 0.35 \times 0.3 \times 2.30 \Rightarrow GP_s = 6.03 \text{ KN}$$

$$GP_T = 12.78 \text{ KN}$$

$$G = 5.48 \times 5.175 \Rightarrow G = 28.359 \text{ kN} \quad \text{et} \quad Q = 1 \times 5.175 \Rightarrow Q = 5.175 \text{ KN}.$$

II.3.5.1.2 Terrasse accessible :

$$S_1=5.06m^2; S_2=4.785m^2; S_3=5.175m^2; S_4=4.894m^2 \Rightarrow \sum S = 19.91m^2$$

$$G = 5.36 \times 19.91 \Rightarrow G = 106.72kN. \quad \text{Et } Q = 1.5 \times 19.91 \Rightarrow Q = 29.86kN$$

II.3.5.1.3 Plancher étage courant :

$$\sum S = 19.91m^2$$

$$G = 4.46 \times 19.91 \Rightarrow G = 88.79kN; \quad Q = 1.5 \times 19.91 \Rightarrow Q = 29.86kN.$$

$$GP_p = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 4.45 \Rightarrow GP_p = 13.35kN$$

$$GP_s = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.475 \Rightarrow GP_s = 11.747kN.$$

$$GP_T = 25.107kN.$$

II.3.5.1.4 Plancher RDC:

$$G = 4.16 \times 19.91 \Rightarrow G = 82.825kN \quad Q_{RDC} = 5 \times 19.91 \Rightarrow Q_{RDC} = 99.55kN$$

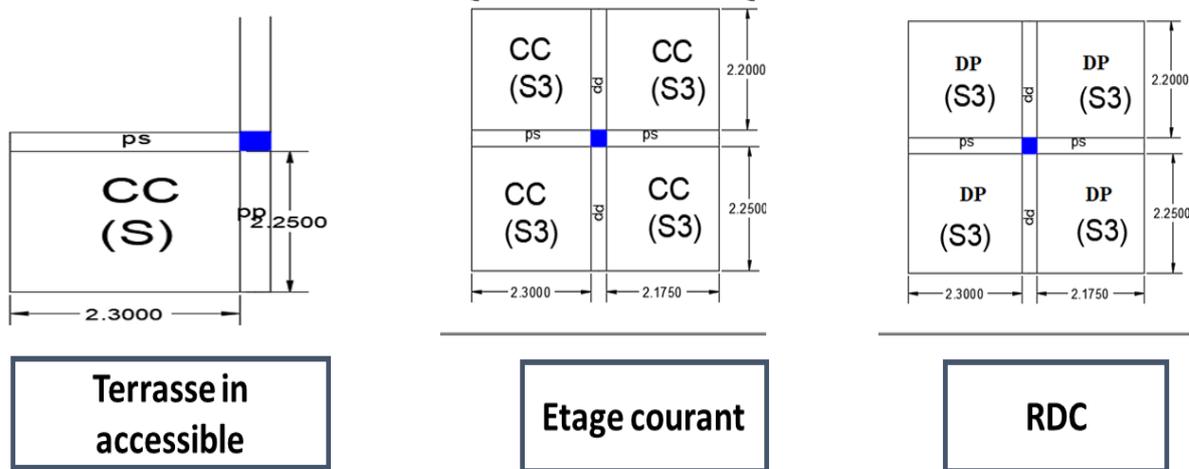


Figure II-14: Les surfaces afférentes du poteau G5

II.3.5.2 Résultat de la descente de charge du poteau G5

Les résultats de la descente de charge sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 15: La descente de charge G5.

Niveaux	étages	éléments	G(KN)	Q(KN)
N12	Terrasse inaccessible	Plancher	28.36	$Q_0 = 5.175$
		poutres	12.78	
		somme	41.14	
N11	Terrasse accessible	Venant de N12	41.14	$Q_0 + Q_1 = 35.035$
		plancher	106.72	
		Poutres	25.107	
		poteaux	10.71	
somme	183.67	35.035		
N10	Etage 8	Venant de N11	183.67	61.909
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	
		poteaux	12.24	
somme	309.814	61.909		
N9	Etage 7	Venant de N10	309.814	85.797
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	

		poteaux	12.24	
		somme	435.951	85.797
N8	Etage 6	Venant de N9	435.951	106.699
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	
		poteaux	13.77	
		somme	563.618	106.699
N7	Etage 5	Venant de N8	563.618	124.615
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	
		poteaux	13.77	
		somme	691.285	124.615
N6	Etage 4	Venant de N7	691.285	139.545
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	
		poteaux	15.49	
		somme	820.672	139.545
N5	Etage 3	Venant de N6	820.672	153.579
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	
		poteaux	15.49	
		somme	950.059	153.579
N4	Etage 2	Venant de N5	950.059	167.613
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	
		poteaux	17.21	
		somme	1081.166	167.613
N3	Etage 1	Venant de N4	1081.166	182.54
		Plancher	88.79	
		Poutres	25.107	
		poteaux	17.21	
		somme	1212.273	182.54
N2	RDC	Venant de N3	1212.273	282.09
		Plancher	82.825	
		Poutres	25.107	
		poteaux	25.50	
		somme	1345.707	282.09
N1	Sous-sol	Venant de N1	1345.707	311.95
		poutres	25.107	
		poteaux	25.50	
		somme	1396.321	311.95

II.3.5.3 Les vérifications nécessaires:

Selon le **CBA93 (Art B.8.11)** nous exige de majeure l'effort Nu par 10%(poteau intermédiaires voisin des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportent au moins trois travées).Donc $Nu^* = 1.10Nu \Rightarrow Nu^* = 2588.240kN$

II.3.5.4 Vérification à la compression simple:

On doit vérifier : $\frac{Nu^*}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} f_{bu} = 14.2MPa$

γ_b =coefficient de sécurité du béton =1.5

$$B_{cal} \geq (Nu^* \times \gamma_b) / (0.85 \times f_{c28}) \Rightarrow B_{cal} \geq 0.182m^2$$

$OuB = 0.50 \times 0.50 \Rightarrow B=0.25m^2$ (sous-sol). $B > B_{cal}$condition vérifier.

II.3.5.5 Vérification de la résistance (compression simple)

Tableau 16:Vérification de la résistance.

Etage	Section (cm ²)	Nu^* (KN)	B_{cal}	B	observati on
Sous-sol	50 × 50	2588.240	0.182	0.25	Vérifier
RDC	50 × 50	2463.823	0.174	0.25	Vérifier
01	50 × 45	2101.416	0.148	0.225	Vérifier
02	50 × 45	1882.090	0.133	0.225	Vérifier
03	45 × 45	1664.240	0.117	0.2025	Vérifier
04	45 × 45	1448.947	0.102	0.2025	Vérifier
05	40 × 45	1232.173	0.087	0.18	Vérifier
06	40 × 45	1013.026	0.072	0.18	Vérifier
07	40 × 40	788.950	0.056	0.16	Vérifier
08	40 × 40	562.224	0.040	0.16	Vérifier
09	35 × 40	330.557	0.023	0.14	vérifier

II.3.5.6 Vérification au flambement:

D'après le **CBA93 (Art B.8.4)** : $Nu^* \geq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$,

$A_s = 1\%B$; A_s : la section d'acier.

B_r : Section réduite du béton $B_r = (b-2) \times (h-2)$

α : Coefficient fonction de l'élanement

γ_s : Coefficient sécurité du l'acier 1.15

$$\begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} \Rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times (\frac{50}{\lambda})^2 \Rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Telque : L'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0,7l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration, tel que $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

I : Moment d'inertie.

D'après **BAEL91** : Il faut vérifier que $B_r \geq B_r^{cal}$

$$B_r^{cal} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

II.3.5.6.1 Exemple de calcul :

Vérification de flambement pour le poteau du sous-sol

$$I = \frac{0.5^4}{12} = 5.208 \times 10^{-3} m^4 \rightarrow i = \sqrt{\frac{5.208 \times 10^{-3}}{0.25}} \rightarrow i = 0.144m$$

$$\lambda = \frac{3.01}{0.144} \rightarrow \lambda = 20.90 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.90}{35} \right)^2} = 0.793$$

D'après BAEL91 :

$$B_{r_{cal}} \geq \frac{2.58824}{0.793 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400e}{100 \times 1.15} \right)} \rightarrow B_{r_{cal}} \geq 0.148 \text{m}^2$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) \rightarrow B = (50 - 2)(50 - 2) B_r = 0.230 \text{m}^2$$

Le tableau résume les vérifications au flambement du poteau **G5** à tous les niveaux :

Tableau 17: Le flambement du poteau G5.

Etage	H(m)	l_f (m)	I (m^4)	i (m)	λ	α	B_r (m^2)	$B_{r_{cal}}$ (m^2)
Sous-sol	4.30	3.01	5.208×10^{-3}	0.144	20.90	0.793	0.230	0.148
RDC	4.08	2.86	5.208×10^{-3}	0.144	19.86	0.798	0.230	0.141
01	3.06	2.142	3.797×10^{-3}	0.130	14.875	0.820	0.206	0.116
02	3.06	2.142	3.797×10^{-3}	0.130	14.875	0.820	0.206	0.104
03	3.06	2.142	3.417×10^{-3}	0.129	16.604	0.814	0.185	0.092
04	3.06	2.142	3.417×10^{-3}	0.129	16.604	0.814	0.185	0.081
05	3.06	2.142	2.400×10^{-3}	0.128	16.734	0.813	0.163	0.068
06	3.06	2.142	2.400×10^{-3}	0.128	16.734	0.813	0.163	0.056
07	3.06	2.142	2.133×10^{-3}	0.115	18.626	0.805	0.144	0.045
08	3.06	2.142	2.133×10^{-3}	0.115	18.626	0.805	0.144	0.032
09	3.06	2.142	1.429×10^{-3}	0.101	21.207	0.792	0.125	0.0189

Remarque : On a recalculé la descente de charge pour le poteau **D5** on a trouvé $N_u=2435,85$ KN Ce qui signifie que le poteau le plus sollicité est **G5**.

II.4 Conclusion :

Le pré dimensionnement est effectué en répondant aux différentes exigences données par **RPA99/2003, BAEL91, CBA93** dans le but d'avoir une estimation des dimensions de section des différents éléments à adopter : Plancher à corps creux (16+5) et Dalle pleine $e = 12\text{cm}$

Poteaux :

- Sous-sol et RDC (50×50) cm^2
- 1^{er} et 2^{ème} (50×45) cm^2
- 3^{ème} et 4^{ème} (45×45) cm^2
- 5^{ème} et 6^{ème} (40×45) cm^2
- 7^{ème} et 8^{ème} (40×40) cm^2
- Terrasse (35×40) cm^2

Chapitre III :

Etudes des éléments secondaires

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1 Introduction

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux), ces derniers sont des éléments qui n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, les vérifications à l'ELS et à l'ELU, puis la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003...).

III.2 Calcul des plancher

III.2.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments : les poutrelles et la dalle de compression.

III.2.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple et au cisaillement comme des poutres sur plusieurs appuis, pour cela existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode Caquot.

III.2.1.1.1 Méthode forfaitaire

Pour appliquer cette méthode de calcul on doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le plancher est à surcharge modérée $\Rightarrow Q \leq \min(2G, 5 \text{ kN/m}^2)$.
- Le rapport de dimension entre deux travées successives $\frac{L_i}{L_{i+1}} \in [0,8 ; 1,25]$.
- Les moments d'inertie sont constants sur toutes les travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible (FPN).

III.2.1.1.2 Méthode Caquot

Cette méthode s'applique lorsqu'une des conditions b, c et d de la méthode forfaitaire n'est pas validée, donc dans ce cas il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = \frac{2G}{3}$ pour le calcul des moments sur appui seulement, et de reprendre la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

III.2.2 Les différents types de poutrelles pour chaque niveau

Selon le tableau III-3 qui montre les différents types de poutrelle

Tableau 18 : Les différents types de poutrelles.

Type de poutrelle étage courant		
Type1		
Type2		
Type3		
Type4		
Type5		Type8
Type6		Type9
Type7		Type10
Type de poutrelle terrasse accessible		
Type1		
Type2		
Type3		
Type4		Type 5
Type6		
Type7		
Type de poutrelle terrasse inaccessible		
Type1		
Type2		
Type3		
Type4		Type 5

III.2.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Il existe deux natures de poutrelles :

- **Poutrelles hyperstatique (continue)** : on détermine les sollicitations soit par la méthode forfaitaire ou la méthode Caquot.
- **Poutrelles isostatiques** : la détermination des sollicitations par la méthode RDM.

Pour l'étude des poutrelles nous allons exposer deux exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire type2 (plancher étage courant), le deuxième sur la méthode Caquot minoré type1 (plancher étage courant).

III.2.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$$\begin{cases} \text{AL'ELU: } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) * l_0 \\ \text{AL'ELS: } q_s = (G \times Q) * l_0 \end{cases}$$

Tableau 19 : Les charges revenant aux poutrelles

désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			P_u (kN/ml)	Q_u (kN/ml)	P_s (kN/ml)	Q_s (kN/ml)
RDC (commerce)	4.46	5	13.521	8.788	9.46	6.149
Etage courant	4.46	1.5	8.271	5.376	5.96	3.874
Terrasse accessible	5.36	1.5	9.486	6.166	6.86	4.459
Terrasse inaccessible	5.48	1	8.898	5.784	6.48	4.212

III.2.5 Exemple de calcul (type 2 plancher étage courant)

III.2.5.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (B.A.E.L91 /99 art B6.2.21).

- La charge d'exploitation modérée $Q \leq \max\left(2G, \frac{5\text{kN}}{\text{m}^2}\right)$

$\Rightarrow Q = 1.5 \leq \max(2 \times 4.46, 5\text{kN}/\text{m}^2) \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

- Le rapport entre deux portées $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$\Rightarrow 0.8 \leq 0.91 \leq 1.25 \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$\Rightarrow 0.8 \leq 0.87 \leq 1.25 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- Moment d'inertie des sections transversales I constant **Condition vérifiée.**
- Fissuration peu nuisible..... **Condition vérifiée.**

III.2.5.2 Calcul des sollicitations :

III.2.5.2.1 Moments isostatiques : on a : $M_0^{AB} = \frac{ql^2}{8}$

AL'ELU

AL'ELS

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{5.376 \times 4.45^2}{8} = 13.307 \text{ KN.m} \\ M_0^{BC} = \frac{5.376 \times 4.9^2}{8} = 16.134 \text{ kN.m} \\ M_0^{CD} = \frac{5.376 \times 4.65^2}{8} = 14.530 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{3.874 \times 4.45^2}{8} = 9.589 \text{ KN.m} \\ M_0^{BC} = \frac{3.874 \times 4.9^2}{8} = 16.134 \text{ kN.m} \\ M_0^{CD} = \frac{3.874 \times 4.65^2}{8} = 14.530 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.5.2.2 Moments aux appuis :

- **Appuis intermédiaires**

$$M_a^{int} = -0.5M_0^{max} \Rightarrow \begin{cases} \text{AL'ELU : } M_b^{int} = -8.068 \text{ kN.m} \\ \text{AL'ELS : } M_c^{int} = -5.814 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Appuis de rive**

Les moments sont nuls au niveau des appuis de rive, la RPA99 /2003 exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis

$$M_a^{rive} = 0.15M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{AL'ELU } M_a^{rive} = -2.179 \text{ kN.m} \\ \text{AL'ELS : } M_d^{rive} = -1.570 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée**

Les moments en travées sont calculés à partir des conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max ((1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0) \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 & \text{(travée de rive)} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{0} M_0 & \text{(travée intermédiaire)} \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.96} = 0.252 \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.075 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.275 \end{cases}$$

- Travée AB

$$M_t + \frac{M^A + M^B}{2} \geq \max (1.075; 1.05)M_0 \quad \text{Tel que } M_0 = 13.307 \text{ N.m}$$

$$M_t \geq 0.825M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.275 \times M_0}{2} \quad \text{Donc } M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 10.97 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } 6.108 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_t \geq 0.637M_0 \dots\dots\dots (2)$$

- Travée BC

$$M_t + \frac{M^B + M^C}{2} \geq \max (1.075; 1.05)M_0 \quad \text{Tel que } M_0 = 16.134 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0.575M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.075 \times M_0}{2} \quad \text{Donc } M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 9.277 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } 6.685 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_t \geq 0.537M_0 \dots\dots\dots (2)$$

- Travée CD

$$M_t + \frac{M^c + M^D}{2} \geq \max(1.075; 1.05)M_0 \quad \text{Tel que } M_0 = 14.530 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0.825M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.275 \times M_0}{2} \quad \text{Donc } M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 11.987 \text{ kN.m} \\ \text{ELS: } 8.637 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_t \geq 0.637M_0 \dots \dots \dots (2)$$

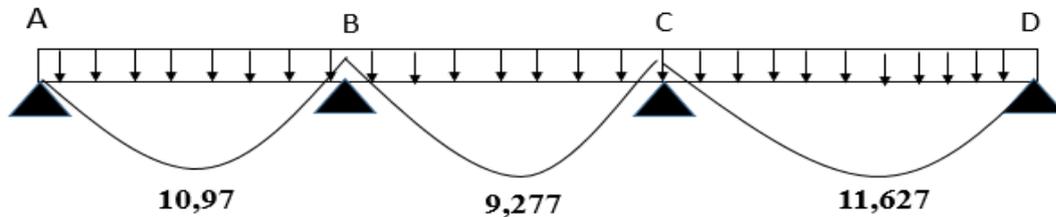


Figure III-1: Diagramme des moments dans la travée.

III.2.5.3 Evaluation des efforts tranchants

Pour évaluer l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées tel que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour les travées intermédiaire on majorant l'effort tranchant isostatique de :

15% pour une poutre à deux travées.

10% pour une poutre à plus de deux travées.

- Travée AB

$$V_A = \frac{q_u \times l_1}{2} = 11.961 \text{ kN} \quad ; \quad V_B = -1.1 \times \frac{q_u \times l_1}{2} = -13.157 \text{ kN}$$

- Travée BC

$$V_B = 1.1 \times \frac{q_u \times l_2}{2} = 14.488 \text{ kN} \quad ; \quad V_C = -1.1 \times \frac{q_u \times l_2}{2} = -14.48 \text{ kN}$$

- Travée CD

$$V_C = 1.1 \times \frac{q_u \times l_3}{2} = 13.75 \text{ kN} \quad ; \quad V_D = -\frac{q_u \times l_3}{2} = -12.472 \text{ kN}$$

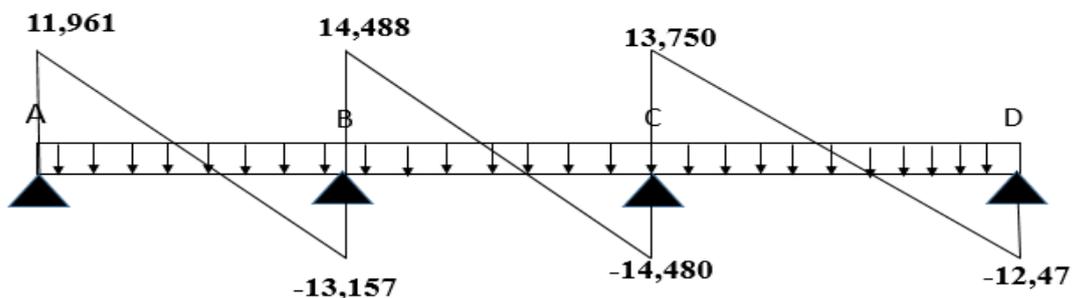


Figure III-2: Diagramme des efforts tranchant.

III.2.6 Exemple de calcul méthode Caquot minoré (type1 étage courant) :

La méthode que nous allons utiliser c'est la méthode de Caquot minoré car :

Le rapport entre deux portées : $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.9}{4.9} = 0.79 \notin [0.8; 1.25]$

III.2.6.1 Calcul des sollicitations

$$G' = 2/3G = 2,973\text{kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } (1.35G' + 1.5Q) \times l_0 \\ \text{ELS: } (G' + Q) \times l_0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = 4.0731\text{kN/m} \\ q_s = 2.907\text{kN/m} \end{cases}$$

III.2.6.2 Moments aux appuis

III.2.6.2.1 Appui intermédiaire

- Appui B :

les longueurs fictives: $\begin{cases} l'_{AB} = l_{AB} = 3.9\text{m} \\ l'_{BC} = 0.8 \times l_{BC} \rightarrow l'_{BC} = 3.92\text{m} \end{cases}$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'^3_g + q'_d \times l'^3_d}{8.5(l'_g + l'_d)} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_B = -7.322\text{kN.m} \\ \text{ELS: } M_B = -5.222\text{kN.m} \end{cases}$$

- Appui C :

les longueurs fictives: $\begin{cases} l'_{CD} = l_{CD} = 4.45\text{m} \\ l'_{BC} = 0.8 \times l_{BC} \rightarrow l'_{BC} = 3.92\text{m} \end{cases}$

$$M_c = \begin{cases} \text{ELU: } -8.489\text{kN.m} \\ \text{ELS: } -6.061\text{kN.m} \end{cases}$$

III.2.6.2.2 Appui de rive

$$M_A = M_D = 0.15 \max(M_0^{AB}, M_0^{CD}) \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_A = M_D = -1.510\text{kN.m} \\ \text{ELS: } M_A = M_D = -1.0794\text{kN.m} \end{cases}$$

III.2.6.3 Moments en travées

- Travée AB : (Tableau III-3)

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{2q} = \frac{3.9}{2} - \frac{7.322}{3.9 \times 5.376} \rightarrow x_0 = 1.601\text{m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 1.84q \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } 9.819\text{kN.m} \\ \text{ELS: } 7.128\text{kN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \quad \text{Donc } M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 6.88\text{kN.m} \\ \text{ELS: } 4.98\text{kN.m} \end{cases}$$

Tableau 20: moment en travée de BC et CD

Travée BC	Travée CD
$x_0=2.406\text{m}$ $M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 8.232\text{kN.m} \\ \text{ELS: } 5.984\text{kN.m} \end{cases}$	$x_0=2.580\text{m}$ $M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 9.4\text{kN.m} \\ \text{ELS: } 6.797\text{kN.m} \end{cases}$

III.2.6.4 Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont déterminés par la méthode RDM : $V_U = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$

Tel que: $\begin{cases} M_d: \text{Moment sur l'appui droite de la travée considérée} \\ M_g = \text{Moment sur l'appui gauche de la travée considérée} \end{cases}$
 $l = \text{portée de la travée}$

- Travée AB :

$$V_A = \frac{5.376 \times 3.9}{2} - \frac{7.322}{3.9} = 8.606\text{kN} \quad ; \quad V_B = -12.306\text{kN}$$

- Travée BC :

$$v_B = 14.050\text{KN} ; v_C = -14.124\text{KN}$$

- Travée CD :

$$v_C = 9.987\text{KN} ; v_D = -13.868\text{KN}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des différentes poutrelles pour chaque niveau sont résumés dans le tableau III-4, III-5 et III-6 :

Tableau 21 : Les sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.

	ELU				ELS		
	M_a^{int}	M_a^{riv}	M_t^{max}	V_{max}	M_a^{int}	M_a^{riv}	M_t^{max}
Type 1	-8.489	-1.832	9.4	14,123	-6.064	-1.308	6.797
Type 2	-8.068	-2.179	11.987	14.488	-5.814	-1.570	8.637
Type 3	-8.988	-1.650	10.384	14.432	-6.418	-1.178	7.508
Type 4	-7.112	-1.778	9.194	12.983	-5.125	-1.281	6.625
Type 5	-9.681	-2.420	12.514	-15.147	-6.976	-1.744	9.018
Type 6	-7.112	-1.778	9.194	12.983	-5.125	-1.281	6.625
Type 7	-6.613	-1.653	8.549	-12.519	-4.766	-1.191	6.160
Type 8	0	-2.699	17.995	15.314	0	-1.954	13.030
Type 9	0	-1.174	7.828	10.101	0	-0.850	5,668
Type 10	0	-1.566	10.440	11.665	0	-1.134	7.560
Max	-9.681	-2.699	17.995	15.314	-6.976	-1.954	13.030

Tableau 22: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse accessible.

	ELU				ELS		
	M_a^{int}	M_a^{riv}	M_t^{max}	V_{max}	M_a^{int}	M_a^{riv}	M_t^{max}
Type 1	-9.588	-1.707	10.877	15.874	-6.877	-1.224	7.867
Type 2	-9.253	-2.499	13.134	16.017	-6.692	-1.807	-9.498
Type 3	-8.497	-1.707	11.310	15.629	-6.095	-1.224	8.20
Type 4	0	-2.058	13.725	13.90	0	-1,494	9.960
Type 5	-8.875	-1.864	12.523	16.245	-6.366	-1.337	9.079
Type 6	-10.149	-1.864	11.977	16.519	-7.279	-1.337	8.687
Type 7	-8.158	-2.039	10.41	14.891	-5.899	-1.474	7.528
Max	-10.149	-2.499	13.725	16.519	-6.877	-1.474	9.960

Tableau 23: Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

	ELU				ELS		
	M_a^{int}	M_a^{riv}	M_t^{max}	V_{max}	M_a^{int}	M_a^{riv}	M_t^{max}
Type 1	0	-3.077	20.519	16.75	0	-2.247	14.982
Type 2	-8.719	-1.552	10.290	14.829	-6.308	-1.123	7.511
Type 3	-7.652	-1.913	9.566	-13.968	-5.572	-1.392	6.965
Type 4	-10.415	-2.603	13.019	16.296	-7.585	-1.869	9.481
Type 5	0	-1.949	12.998	13.332	0	-1.423	9.491
Max	-10.415	-3.077	20.519	16.75	-7.585	-2.247	14.982

III.2.7 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles vont être ferrillées par des sollicitations maximales (M_t^{max} ; M_a^{max} ; v^{max}).

III.2.7.1 Ferrailage longitudinal

III.2.7.1.1 Exemple de calcul (type2 étage courant)

Les données : ELU $\begin{cases} M_t = 11.98\text{kN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -8.067\text{kN.m} \\ M_a^{\text{riv}} = -2.175\text{kN.m} \\ V_u = 14.488\text{kN} \end{cases}$ ELS $\begin{cases} M_t = 8.63\text{N.m} \\ M_a^{\text{int}} = -5.814\text{N.m} \\ M_a^{\text{riv}} = -1.570\text{kN.m} \end{cases}$

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h = 21\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$ et $f_e = 400\text{MPa}$

- **Ferrailage en travée :**

$$M_{tu} = f_{bu} \times h_0 \times b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.05 \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right), M_{tu} = 0.0715\text{MPa}$$

$M_{tu} > M_t^{\text{max}} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.01198}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.040 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$u_{bu} = 0.040 < u_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.0051 \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.176\text{m}$

$f_{st} = f_e / \gamma_c \rightarrow 400 / 1.15 = 348\text{MPa} \Rightarrow A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{0.01198}{0.176 \times 348} = 1.95\text{cm}^2$

- **Vérification de la condition non fragilité**

$A_t^{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_t^{\text{min}} = 1.41\text{cm}^2 \Rightarrow A_t^{\text{min}} < A_t \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- **Ferrailage aux appuis :**

- **Appui intermédiaire**

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{0.008068}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.175 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$u_{bu} = 0.175 < u_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$

$\alpha = 0.242$; $z = 0.162\text{m}$; $f_{st} = f_e / \gamma_c \rightarrow 400 / 1.15 = 348\text{MPa}$

$A_t = \frac{M_a^{\text{int}}}{z \times f_{st}} = \frac{0.008068}{0.162 \times 348} = 1.4\text{cm}^2$

- **Appui de rive**

$$u_{bu} = \frac{M_a^{\text{riv}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{-2.179 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.047 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$u_{bu} = 0.047 < u_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$

$\alpha = 0.060$; $z = 0.175\text{m}$; $f_{st} = f_e / \gamma_c \rightarrow 400 / 1.15 = 348\text{MPa}$

$A_t = \frac{M_a^{\text{riv}}}{z \times f_{st}} = \frac{-2.179 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.36\text{cm}^2$

- **Vérification de la condition non fragilité**

$A_a^{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_a^{\text{min}} = 0.22\text{cm}^2 \Rightarrow A_a^{\text{min}} < A_a \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- **Choix des barres**

- En travée : **2HA12+1HA10=3.05cm²**

- En appui intermédiaire : **2HA10→1.57cm²**

- En appui de rive : **1HA10 →0.79cm²**

- Ferrailage transversale

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10\text{mm}; 6\text{mm}; 10\text{mm})$$

On choisit $\phi_t = 6\text{mm}$; $A_t = 2\phi_6 = 0.57\text{cm}^2$

III.2.8 Les vérifications nécessaires

III.2.8.1 Vérification à L'ELU

III.2.8.1.1 Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d) \rightarrow \tau_u = 14.488 \times \frac{10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.80\text{MPa}$$

FPN $\Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

III.2.8.1.2 Espacement des armatures

L'espacement s_t est défini par le minimum entre les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \\ s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \\ s_t \leq \frac{0.9f_e A_t (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3f_{jt} * k)} \end{array} \right. \quad \text{tel que : soit } s_t = 15\text{cm}$$

III.2.8.1.3 Vérification des armatures longitudinales A_L vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

- Appui intermédiaire

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} \left(14.488 \times 10^{-3} - \frac{8.068 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{inter}} = 3.05 + 1.57 = 4.62\text{cm}^2 \Rightarrow A_L = 4.62\text{cm}^2 > -1.015\text{cm}^2 < 0$
pas de vérification au niveau de l'appui intermédiaire

- Appui de rive

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_L \geq \frac{1.15}{400} (14.488 \times 10^{-3})$$

$$A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{riv}} = 3.05 + 0.79 = 3.84\text{cm}^2$$

$$A_L = 3.84\text{cm}^2 > 0.41\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.8.1.4 Vérifications de la bielle

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \min(0.9d; (l - 4)) \rightarrow \alpha = \min(0.9 \times 18; (50 - 4)) \rightarrow \alpha = 16.2\text{cm}$$

Ce qui donne $V_u < 0.267b_0 * \alpha * f_{c28} \rightarrow 14. \text{kN} < 108.135\text{kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.2.8.1.5 Vérification de la Jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times v_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} ; \text{ Avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5\text{cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 14.488 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.05 \times 0.18} = 0.707\text{MPa} \Rightarrow \tau_1^u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.8.2 Vérification à l'ELS

Les vérifications concernant sont les suivantes :

- Etat limite de compression de béton (les contraintes).
- Etat limite de déformation (la fléché).

III.2.8.2.1 Etat limite de compression de béton

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$A = 3.05\text{cm}^2 ; b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; d = 18\text{cm}$$

Position de l'axe neutre : $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \rightarrow H = 71.5\text{cm}^3 > 0$

L'axe neutre passe par la dalle de compression donc le calcul se fait pour une section rectangulaire.

- Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow y = 4.09\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 0 \rightarrow I = 7917.19\text{cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.46\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.8.2.2 Vérification état limite de déformation

Les données : $\begin{cases} l = 4.9\text{m} \\ A = 3.05\text{cm}^2 \end{cases} ; \begin{cases} M_{OS} = 11.626\text{kN.m} \\ M_{ts} = 8.636\text{kN.m} \end{cases}$

$$h \geq \frac{M_{ts}}{15M_{OS}} \times l \Leftrightarrow h = 21\text{cm} > 24.26\text{cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$A \leq \frac{3.6 * b_0 * d}{f_e} \Leftrightarrow A = 3.8\text{cm}^2 > 1.62\text{cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$l = 4.9 < 8\text{m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la fléché est nécessaire. Pour le calcul de cette flèche on aura besoin de :

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge total (P = G+Q).

J : charge permanente au moment de la mise en œuvre des cloisons

$$\begin{cases} j = 3.3\text{kN/m}^2 \\ g = 4.46\text{kN/m}^2 \\ p = 5.96\text{kN/m}^2 \end{cases} ; \begin{cases} M_j = 4.76\text{kN.m} \\ M_g = 6.43\text{kN.m} \\ M_p = 8.60\text{kN.m} \end{cases}$$

III.2.8.2.3 Modules de Young instantané et différé :

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}, E_v = 10818.86 \text{ M}$$

- **Moment d'inertie :** $y = 4.09\text{cm}, I = 7917.19\text{cm}^4$
- **Les constraints:**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st}^j = 106.72\text{MPa} \\ \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st}^g = 144.23 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st}^p = 192.75 \text{ MP} \end{cases}$$

- Coefficient λ, μ :

$$\begin{cases} u_j = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^j + f_{t28}} \right] = 0.475 \\ u_g = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^g + f_{t28}} \right] = 0.591; \left\{ \begin{array}{l} \lambda_v = 0.895 \\ \lambda_i = 2.237 \end{array} \right.; \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.8}{65 \times 18} = 0.019 \\ u_p = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^p + f_{t28}} \right] = 0.772 \end{cases}$$

- Les flèches :

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_{st}^g \times l^2}{10E_v I_{fgv}} = 10.615 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{st}^g \times l^2}{10E_i I_{fgi}} = 5.664 \text{ mm} \end{cases} \text{ Et } \begin{cases} f_{ji} = \frac{M_{st}^j \times l^2}{10E_i I_{fji}} = 3.511 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{st}^p \times l^2}{10E_i I_{fpi}} = 7.975 \text{ mm} \end{cases}$$

Ce qui donne $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9.00 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm}$.

Donc la flèche est vérifiée. On procède au ferrailage des différents type de la même façon que l'exemple de calcul précédent (type2 étage courant), selon tableau II-7 :

Tableau 24 : Le ferrailage des différents type 2 étages

niveau	position	M (KN.m)	u_{bu}	α	z	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Etage courant	Travée	17.995	0.060	0.077	0.174	2.97	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	-9.681	0.201	0.298	0.158	1.76	0.22	2HA12 = 2.26
	Appui rive	-2.699	0.058	0.075	0.175	0.44	0.22	1HA8 = 0.5
Terrasse accessible	Travée	13.725	0.046	0.058	0.176	2.24	1.41	2HA12+ 1HA10= 3.05
	Appui inter	-10.149	0.039	0.050	0.176	1.65	0.22	2HA12 = 2.26
	Appui rive	-2.499	0.054	0.069	0.175	0.41	0.22	1HA8 =0.5
Terrasse inaccessible	Travée	20.519	0.068	0.089	0.174	3.38	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	-10.415	0.226	0.325	0.156	1.91	0.22	2HA12 = 2.26
	Appui rive	-3.077	0.065	0.084	0.174	0.51	0.22	1HA 8 = 0.5

Tableau 25:Vérification nécessaires à l'ELU

Niveau	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales		Bielle $V_u < 0.267b_0 * \alpha * f_{c28}$	Jonction $\tau_1^u < \bar{\tau}$
		$\frac{Y_s}{f_e} V_u$	$\frac{Y_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$		
Etage courant	0.87>3.33	3.89>0.45	5.65>-1.26	15.314<108.135	0.39<3.33
Terrasse accessible	0.91>3.33	3.55>0.47	5.31>-1.243	16.519<108.135	0.43<3.33
Terrasse inaccessible	0.93>3.3 3	3.89>0.48	5.65>-1.32	16.75<108.135	0.44<3.33
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau 26: Vérification nécessaire à l'ELS.

Niveau	Position	M_{ser}	Ycm	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Etage courant	Travée	13.030	4.58	11239	5.3	15	Vérifiée
	Appui	6.976	3.84	8024	3.34	15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	9.960	4.37	10307	4.20	15	Vérifiée
	Appui	9.877	3.84	8024	3.29	15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	14.982	4.58	11238	6.10	15	Vérifiée
	Appui	7.585	3.84	8024	3.63	15	Vérifiée

Tableau 27: Vérification de la fléché

Niveau	I (cm ²)	I ₀ (cm ²)	Y (cm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Obs
E C	11239	22578	4.58	3.38	4.91	6.64	2.25	5.9	9.8	Vérifiée
T.A	10307	21967	4,70	4.70	6.41	8.84	3.41	7.13	9.8	Vérifiée
T.I	11239	22578	4.58	4.42	5.45	8.48	3.13	6.38	9.8	Vérifiée

III.2.9 Schéma de ferrailage

Tableau 28 : Ferrailage des poutrelles.

plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant +terrasse inaccessible			
terrasse accessible			

III.2.10 Etude de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression ce fait dans les deux sens : $\left\{ \begin{array}{l} b = 65\text{cm} \\ f_e = 400\text{MAP} \end{array} \right.$

- Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 * l_0}{f_e} = \frac{4 * 65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armature parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $\begin{cases} A_{\perp} : 4\emptyset 6 \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{st} = 25 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \\ A_{\parallel} : 4\emptyset 6 \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{st} = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$

III.2.10.1 Schéma de ferrailage

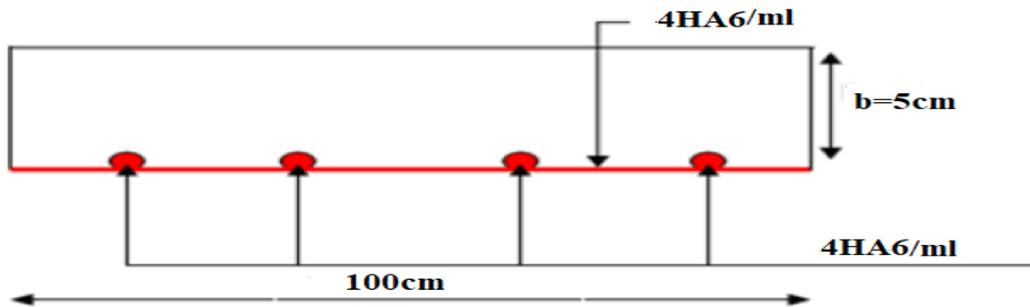


Figure III-3: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3 Plancher à dalle pleine

Le plancher à dalle pleine est utilisé essentiellement lorsque le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé tel que pour les balcons et les terrasses accessibles

Tableau 29: Les types de plancher à dalle pleine.

Type	Schéma	L_x	L_y	ρ	ELU		ELS	
					U_x	U_y	U_x	U_y
DP12		1.65	3.6	0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341
DP-RDC		4.9	5.59	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
DP 16		2.35	4.05	0.58	0.0838	0.279	0.0885	0.453

Pour notre cas on va étudier le type **DP16** (balcon) de l'étage courant qui repose sur 3 appuis.

III.3.1 Calcul des sollicitations :

III.3.1.1 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 4.16 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 7.66 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.3.1.2 Calcul des sollicitations :

$$\rho = 0.58 > 0.4 \Rightarrow \text{travail selon deux sens.}$$

$$L_x = 2.35 \geq \frac{L_y}{2} = 2.025 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q \times L_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q \times L_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{q \times L_y^3}{48} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0^x = 30.06 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 22.26 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_0^x = 21.2 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 15.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.1.3 Correction des moments :

Selon BAEL, les moments M_0 calculés doivent être corrigés :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t = 0.85M_0 \text{ (travée de rive)} \\ M_t = 0.75M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} M_a = -0.3M_0 \text{ (appui de rive)} \\ M_a = -0.5M_0 \text{ (appui intermédiaire)} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En travée : } M_t = 0.85M_0 \text{ (travée de rive)}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t^x = 25.55 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 18.92 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_t^x = 18.02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 13.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ En appui : } M_a = -0.5M_0 \text{ (appui intermédiaire)}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_a^x = -15.03 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -11.13 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_a^x = -10.6 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -7.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.1.4 Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 11.46 \text{ KN} \\ V_y = 1.58 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.2 Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section ($b \times e$) cm²

$$L = 1\text{m}, e = 12\text{cm}, d = 9\text{cm}, \text{FN}$$

III.3.2.1 En travée :

III.3.2.1.1 Sens x-x :

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.222 > 0.186 \Rightarrow u_{bu} < u_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}} \right) = 0.318 \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.078$$

$$A_t^x = \frac{M_{tu}^x}{z f_{st}} = 9.34 \text{ cm}^2 \text{ On prend: } \mathbf{9HA12 = 10.18 \text{ cm}^2}$$

III.3.2.1.2 Sens y-y :

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}^y}{f_{bu} \times L_y \times d^2} = 0.164 < 0.186 \Rightarrow u_{bu} < u_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.225 \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.082$$

$$A_t^y = \frac{M_{tu}^x}{z f_{st}} = 6.64 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend: } 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

III.3.2.2 En appui :

III.3.2.2.1 Sens x-x :

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}^x}{f_{bu} \times L_x \times d^2} = 0.1306 < 0.186 \Rightarrow u_{bu} < u_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.175 \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.083$$

$$A_a^x = \frac{M_{tu}^x}{z f_{st}} = 5.16 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend: } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}^y}{f_{bu} \times L_y \times d^2} = 0.096 < 0.186 \Rightarrow u_{bu} < u_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.127 \Rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.085$$

$$A_a^y = \frac{M_{tu}^x}{z f_{st}} = 3.74 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend: } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

III.3.3 Les vérifications nécessaires

III.3.3.1 A'ELU :

III.3.3.1.1 Vérification sur le diamètre des barres

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \Phi \leq 12 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

III.3.3.1.2 Condition de non fragilité

$$\text{Pour } \begin{cases} e = 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{t_{\min}}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times L_x \times e \\ A_{t_{\min}}^y = \rho_0 \times L_y \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{t_{\min}}^x = 2.73 \text{ cm}^2 < A_t^x \text{ vérifié} \\ A_{t_{\min}}^y = 3.88 \text{ cm}^2 < A_t^y \text{ vérifié} \end{cases}$$

Tel que : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ Pour Fe 400 (coefficient qui dépend du type d'acier utilisé).

III.3.3.1.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{11.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.127 \text{ MPa} < \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

III.3.3.1.4 Vérification des espacements

- Sens x-x : $S_{t_{\max}} = 20 \text{ cm} < \min(2e; 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$
- Sens y-y : $S_{t_{\max}} = 16 \text{ cm} < \min(2e; 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$

III.3.3.2 A'ELS :

III.3.3.2.1 Vérification de la contrainte du béton :

$$b = 100 \text{ cm}, e = 12 \text{ cm}, d = 9 \text{ cm}, \text{FN}$$

$$\text{Calcul de } y: \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_y - 15 \times A \times d = 0$$

Calcul de I: $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A(d - y)^2 = 0 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}(y) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **En travée :**

Sens x-x :

$M_t^x = 18.02 \text{ KN.m} \Rightarrow A_t^x = 10.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 3.93 \text{ cm} \Rightarrow I = 7655 \text{ cm}^4$

Ce qui donne : $\sigma_{bc} = 9.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifié.**

Sens y-y :

$M_t^y = 13.34 \text{ KN.m} \Rightarrow A_t^y = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 3.38 \text{ cm} \Rightarrow I = 4507.08 \text{ cm}^4$ ce qui donne :

$\sigma_{bc} = 10.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifié.**

- **En appui :**

Sens x-x :

$M_a^x = -10.6 \text{ KN.m} \Rightarrow A_a^x = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 3.15 \text{ cm} \Rightarrow I = 3941.38 \text{ cm}^4$ ce qui donne :

$\sigma_{bc} = 8.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifié.**

Sens y-y :

$M_a^y = -7.85 \text{ KN.m} \Rightarrow A_a^y = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 2.88 \text{ cm} \Rightarrow I = 3336.17 \text{ cm}^4$ ce qui donne :

$\sigma_{bc} = 6.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifié.**

III.3.3.2 Vérification de l'état de fissuration :

$FN \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \overline{\sigma}_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$

Tableau 30 : Les vérifications de l'état limite de fissuration.

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	18.02	178.99	201.63	Vérifie
	y-y	13.34	249.41	201.63	Non vérifie
Appui	x-x	-10.6	235.95	201.63	Non vérifie
	y-y	-7.85	215.79	201.63	Non vérifie

La condition $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ n'est pas vérifiée dans 3 cas, alors on recalcule à l'ELS :

Travée: y-y:

$u_{bu} = \frac{M_t^y}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.116 \Rightarrow \alpha = 0.154 \Rightarrow \alpha' = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(1-\alpha)}} = 0.467$

Tel que: $\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \overline{\sigma}_{st}} = 8.168 \times 10^{-3} \Rightarrow A_t^y = 8.71 \text{ cm}^2$

On adopte : **8HA12 = 9.05 cm²** $\Rightarrow y = 3.77 \text{ cm} \Rightarrow I = 5497.38 \text{ cm}^4$

Avec $S_t = \frac{b}{n} = \frac{b}{8} = 12.5 \text{ cm}$

Ce qui donne : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 9.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 190.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right.$ **Condition vérifié.**

Tableau 31: La vérification de l'état limite de fissuration en appui.

Position	M_{ser}	β	α	α'	A_{ser} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t (cm)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
x-x	-10.6	0.0065	0.121	0.178	6.21	8HA10=6.28	12.5	8.16 < 15	164.27 < 201.63
y-y	-7.85	0.0012	0.021	0.188	4.53	6HA10=4.71	16.5	2.91 < 15	200.69 < 201.63

III.3.3.2.3 Vérification de l'état déformation :

• **Sens x-x :**

- $e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] \times L_x \Rightarrow 12 \text{ cm} \geq 9.98 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 10.18 \text{ cm}^2 \leq 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est obligatoire.

$$\begin{cases} j = 3 \text{ KN/m}^2 \\ g = 4.16 \text{ KN/m}^2 \\ p = 7.66 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_j = 7.058 \text{ KN/m}^2 \\ M_g = 9.78 \text{ KN/m}^2 \\ M_p = 18.02 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tel que : $y = 3.93 \text{ cm}$ et $I = 5948.41 \text{ cm}^4$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + b \times \frac{(h - y_G)^3}{3} + 15 \times A(d - y_G)^2 = 15774.3 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j \times (d-y)}{I} = 90.175 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d-y)}{I} = 125.042 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d-y)}{I} = 230.247 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_j = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^j + f_{t28}} \right] = 0.405 \\ u_g = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^g + f_{t28}} \right] = 0.526 \\ u_p = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^p + f_{t28}} \right] = 0.706 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_{st}^g \times l^2}{10E_v I_{fgv}} = 4.004 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{st}^g \times l^2}{10E_i I_{fgi}} = 1.897 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} f_{ji} = \frac{M_{st}^j \times l^2}{10E_i I_{fji}} = 1.212 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{st}^p \times l^2}{10E_i I_{fpi}} = 4.084 \text{ mm} \end{cases}$$

Ce qui donne $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4.97 \text{ mm} > f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{3900}{500} = 4.7 \text{ mm}$. On voit bien que la flèche n'est pas vérifiée.

• **Sens y-y :**

- $e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y} \right] \times L_y \Rightarrow 12 \text{ cm} \geq 17.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$
- $A_t^y \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 9.05 \text{ cm}^2 \leq 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

Les conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau 32: Le calcul de la flèche.

Position	$f_{gv}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$\Delta f \leq f_{adm}(\text{mm})$	Observation
Sens y-y	8.603	3.971	2.435	9.038	11.235 > 8.1	Non vérifié

La flèche n'est pas vérifiée dans les deux sens donc on doit augmenter l'épaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} G = 4.91 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.878 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 8.41 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On trouve : **ELU** : $\begin{cases} M_0^x = 32.87 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 24.35 \text{ KN.m} \end{cases}$ **ELS** : $\begin{cases} M_0^x = 23.28 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 17.24 \text{ KN.m} \end{cases}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$ (travée de rive)

ELU : $\begin{cases} M_t^x = 27.94 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 20.70 \text{ KN.m} \end{cases}$ **ELS** : $\begin{cases} M_t^x = 19.78 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 14.65 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a = -0.5M_0$ (appui intermédiaire)

ELU : $\begin{cases} M_a^x = -16.44 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -12.17 \text{ KN.m} \end{cases}$ **ELS** : $\begin{cases} M_a^x = -11.64 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -8.62 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.3.3.3 Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 12.53 \text{ KN} \\ V_y = 2.45 \text{ KN} \end{cases}$$

Ferrailage : les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau III-16: $e=15\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $d=12\text{cm}$

Tableau 33: les résultats de ferrailage.

type		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	27.94	0.136	0.184	0.111	7.22	7HA12=7.92	14
	y-y	20.70	0.101	0.133	0.113	5.24	5HA12=5.65	20
En appui	x-x	-16.44	0.08	0.105	0.115	4.11	6HA10=4.71	16
	y-y	-12.17	0.059	0.076	0.116	3.01	4HA10=3.14	25

III.3.3.3.1 Les vérifications nécessaires

- **A l'ELU :**

Vérification sur le diamètre des barres

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Tel que : $\rho_0 = 8 \times 10^{-4}$ Pour Fe 400 (coefficient qui dépend du type d'acier utilisé).

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{12.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.105 \text{ MPa} < \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

- **Vérification des espacements**

Sens x-x : $S_{t_{max}} = 20 \text{ cm} < \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_{t_{max}} = 25 \text{ cm} < \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

- **A l'ELS :**

Vérification de la contrainte du béton et l'état limite de fissuration : $b = 100\text{cm}$, $e = 15\text{cm}$, $d = 12\text{cm}$, FN

Tableau 34: La vérification de la contrainte du béton.

		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} <σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} <σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	Sens x-x	19.78	4.28	9693.71	12.3<15	vérifié	334.6> 201.63	Non vérifié
	Sens y-y	14.65	3.74	7526.07	7.28<15	vérifié	241.17> 201.63	Non vérifié
Appui	Sens x-x	-11.64	3.74	6214.74	7<15	vérifié	232.06> 201.63	Non vérifié
	Sens y-y	-8.62	2.92	4716.52	5.33<15	vérifié	248.92> 201.63	Non vérifié

On remarque que la condition $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ est vérifiée par contre la condition $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ n'est pas vérifiée dans tout les cas, alors on doit recalculée à l'ELS, les résultats sont résumés dans le tableau III-18 :

Tableau 35:les résultats de vérification.

		M _{ser} (KN.m)	A _{ser}	A _{adop}	S _t (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} <σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} <σ̄ _{st} (MPa)
Travée	Sens x-x	19.78	9.51	7HA14= 10.78	14	4.28	9693.71	7.9<15	176.51< 201.63
	Sens y-y	14.65	6.35	6HA12= 6.79	15	3.74	7526.07	6<15	178.03< 201.63
Appui	Sens x-x	-11.64	5.42	5HA12= 5.65	20	3.74	6214.74	5.8<15	191.62< 201.63
	Sens y-y	-8.62	3.95	4HA12= 4.52	25	2.92	4716.52	4.6<15	175.54< 201.63

III.3.3.3.2 Vérification de l'état limite déformation

- **Sens x-x :**

$$e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] \times L_x \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 9.98 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 10.78 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est obligatoire.

- **Sens y-y :**

$$e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y} \right] \times L_x \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 9.98 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^y \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 6.79 \text{ cm}^2 \leq 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est obligatoire (Tableau III-19).

Tableau 36:le calcul de la flèche

Position	f_{gv} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
Sens x-x	2.29	1.05	0.69	2.26	$2.8 < 4.7$	Vérifié
Sens y-y	5.24	2.41	1.41	5.95	$7.37 < 8.1$	Vérifié

III.3.4 Panneaux de dalles 12 et 16 :

Les résultats des autres types de dalle sont résumés dans le tableau III-20 :

Tableau 37:Les résultats des panneaux D12 et DP-RDC.

Type	Endroit		M_{ser} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t (cm)
DP12	travée	x-x	2.75	0.013	0.017	0.119	0.66	4HA8= 2.01	25
		y-y	0.69	0.03	0.004	0.19	0.16	4HA8= 2.01	25
	appui	x-y	-0.97	0.005	0.006	0.12	0.23	4HA8= 2.01	25
DP-RDC	travée	x-x	13.8	0.059	0.077	0.116	3.05	5HA10= 3.93	20
		y-y	10.3	0.05	0.064	0.117	2.51	5HA8= 3.14	20
	appui	x-y	-8.13	0.039	0.051	0.117	1.99	4HA8= 2.01	25

III.3.5 Schéma de ferrailage

La figure III-4 résume le schéma ferrailage de la dalle 16

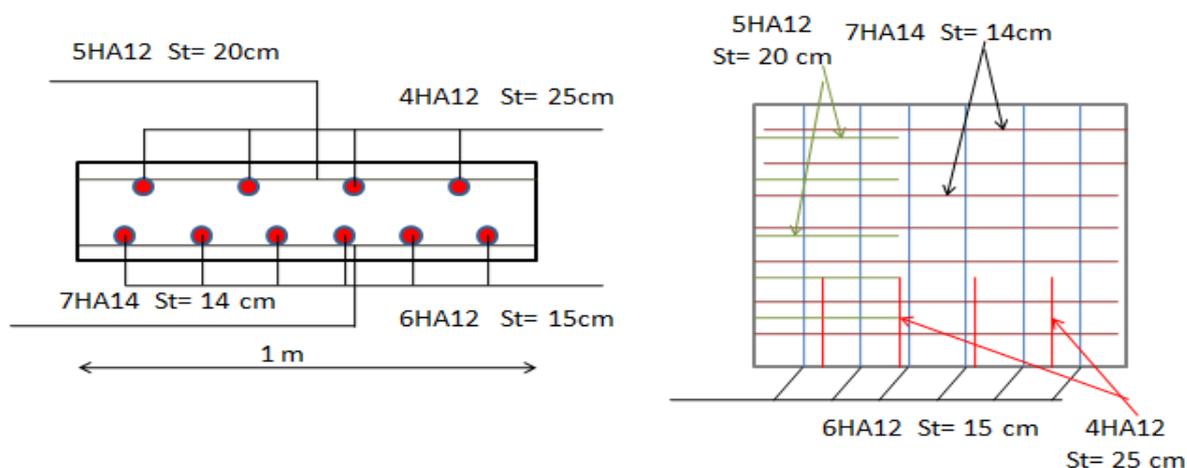


Figure III-4: Ferrailage la dalle 16 étage courant.

III.4 Etude de l'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes et des objets en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

III.4.1 Les caractéristiques de l'ascenseur

Le nombre de passage est le nombre obtenu de la formule suivante : $n = \frac{\text{chargenimimal}}{75}$

$n = \frac{630}{75} \Rightarrow n = 8.4$ donc utilise un ascenseur pour huit personnes

- La charge nominale : $P_{pers} = 15\text{kN}$
- Longueur de l'ascenseur : $l = 140\text{cm}$
- Hauteur de l'ascenseur : $H = 220\text{cm}$
- Largeur de l'ascenseur : $l_r = 110\text{cm}$
- Charge due à la cuvette : $F_c = 50\text{kN}$
- La charge due à la salle de la machine $D_m = 51\text{kN}$

L'ascenseur doit avoir une dalle épaisse pour qu'elle puisse supporter la charge important (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle

ona : $l_x = 1.70\text{m}$ et $l_y = 1.65\text{m}$ Soit alors son épaisseur est **e=15cm**

III.4.2 Evaluation des charges et surcharges :

Poids de la dalle en béton armé:

$$G_0 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}$$

Poids de revêtement en béton

$$G_1 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/m}^2$$

$$G' = G_0 + G_1 = 5 \text{ kN/m}^2 \quad G = \frac{F_c}{s} \rightarrow G = \frac{50}{2.805} \rightarrow G = 17.825 \text{ kN/m}^2$$

III.4.3 Evaluation des moments sous charge répartie

III.4.3.1 A L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 17.852) + (1.5 \times 1) = 25.60 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0393 \times 25.60 \times 1.65^2 = 2.74 \text{ kN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.934 \times 2.74 = 2.56 \text{ kN.m}$$

Les moments réels :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 2.33 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 2.17 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a = -0.5 \times M_x^0 = -1.165 \text{ kN.m}$$

III.4.4 Calcul du ferrailage

Le calcul de dalle sera pour une bande 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple (Tableau III-21)

Tableau 38: Le ferrailage dalle du senseur

	Position	M (kN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	A_{min}	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
En travée	Sens xx	2.33	0.01	0.014	0.119	0.56	1.62	4HA8=2.01
	Sens yy	2.17	0.011	0.013	0.119	0.52	1.60	4HA8=2.01
En appui	Sens x-y	-1.165	0.0057	0.007	0.119	0.28	0,45	4HA8=2.01

III.4.4.1 Vérification à l'ELU :

III.4.4.1.1 Condition de non fragilité :

- **En travée :**

$$HA f_e = 400 \quad \text{donc } \rho_0 = 0.0008 \quad \begin{cases} h_0 + e = 20\text{cm} \\ b = 100\text{cm} \\ \rho = 0.97 \end{cases}$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.97}{2}\right) \times 100 \times 20 \Rightarrow A_x^{min} = 1.62\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 \Rightarrow A_y^{min} = 1.6\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc on ferraille avec $A_x^{min} \text{ETA} A_y^{min}$

- **En appui :**

$$\begin{cases} A_a^x = 0.23\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_x^{min} \\ A_a^y = 0.23\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_y^{min} \end{cases} \quad \text{Donc on ferraille avec } A_x^{min} \text{ETA} A_y^{min}$$

III.4.4.1.2 Espacement des armatures :

Armature selon x : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
 Armature selon y : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

III.4.4.2 Effort tranchant

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.005 \times f_{c28} = 1.25\text{Mpa}$

$$\rho = 0.97 > 0.4 \quad \begin{cases} V_x = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.17\text{kN} \\ V_y = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.93\text{kN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{11.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.09\text{MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.4.3 Vérification a L'ELS

$$q_s = G + Q = 17.825 + 1 = 18.825\text{kN/m}^2 \quad \rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0.954 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0467 \times 18.825 \times 1.65^2 = 2.36\text{kN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.954 \times 2.36 = 2.25\text{kN.m}$$

III.4.4.3.1 Les moments réels :

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 2.006\text{kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 1.91\text{kN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -1.18\text{kN.m}$

III.4.4.3.2 Vérification des contraintes

Tableau 39: La Vérification des contraintes

	Position	Mser(KN.m)	Y(m)	I(cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
En travée	Sens x-x	2.006	2,4	3239.42	1.48	15	vérifié
	Sens y-y	1.91	2.4	3239.42	1,41	15	Vérifié
En appui	Sens x-y	-1.18	2.4	3239.42	0.87	15	Vérifie

III.4.5 Ferrailage

III.4.5.1 Evaluation des moments sous charge concentrée

La charge q concentré est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$ elle agit uniformément sur aire $\mu \times v$ située sur le plan moyen de la dalle

$a_0 * b_0$: surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$\mu \times v$: surfacé d'impacte

a_0 et v : dimensions suivant x – x

b_0 et v : dimensions suivant y – y

D'après **BAEL 91** on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = a_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \\ v = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} e : \text{est l'épaisseur de la dalle pleine} \\ h_0 : \text{est l'épaisseur rigide (chape de béton)} \\ \xi = 1 \text{ coeff qui dépend du type de revêtement} \\ v = \text{coeff de poisson} \end{array} \right.$$

Pour $V = m/s \rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm & \mu = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1.05m \\ b_0 = 80cm & v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 1.05m \end{cases}$

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + vM_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + vM_1) \end{cases} \quad M_1 \text{ Et } M_2 : \text{sont des valeurs lues à partir de la table } \mathbf{PIGEAUD}$$

M_1 : Est en fonction de $\frac{\mu}{l_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{\mu}{l_x} = \frac{1.05}{1.65} = 0.63$ on trouve $\begin{cases} M_1 = 0.076kN.m \\ M_2 = 0.076kN.m \end{cases}$

M_2 : Est en fonction de $\frac{\mu}{l_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{\mu}{l_y} = \frac{1.05}{1.70} = 0.61$

Evaluation des moments du système levage à L' ELU :

$$G = D_m + P_m + P_{pers} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3kN$$

$$q_u = 1.35G = 97.605kN \rightarrow M_{x1} = M_{x2} = 7.418kN.m$$

III.4.5.2 Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à L'ELU :

$$\rho = 0.97 \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.701kN.m \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.655kN.m \end{cases}$$

Tel que: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.56kN/m$

Les moments agissent sur la dalle :

$$M_x^0 = M_x + M_{x1} = 8.119kN.m \text{ ET } M_y^0 = M_y + M_{y2} = 8.073kN.m$$

III.4.5.3 Les moments réels :

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 6.901kN.m \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 6.862kN.m \end{cases}$

En appui : $M_a = -0.5 \times M_x^0 = -4.059kN.$

Tableau 40: Ferrailage de la dalle du senseur

	Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$z(m)$	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min}	$A_{adp}(cm^2)$
En travée	Sens xx	6.901	0.034	0.043	0.117	1.69	1.62	4HA8=2.01
	Sens yy	6.862	0.033	0.042	0.118	1.67	1.60	4HA8=2.01
En appui	sens x-y	-4.059	0.0198	0.025	0.119	0.98	0.45	4HA8=2.01

III.4.6 Vérification à l'ELU :

III.4.6.1 Condition de non fragilité :

III.4.6.1.1 En travée :

$$HA f_e = 400 \quad \text{donc } \rho_0 = 0.0008 \quad \left\{ \begin{array}{l} h_0 + e = 20cm \\ b = 100cm \\ \rho = 0.97 \end{array} \right.$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.97}{2} \right) \times 100 \times 20 \Rightarrow A_x^{min} = 1.62cm^2/ml$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 \Rightarrow A_y^{min} = 1.6cm^2/ml$$

Donc on ferraille avec $A_x^{min} ET A_y^{min}$

III.4.6.1.2 En appui

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^x = 0.23cm^2/ml \leq A_x^{min} \\ A_a^y = 0.23cm^2/ml \leq A_y^{min} \end{array} \right. \quad \text{Donc on ferraille avec } A_x^{min} ET A_y^{min}$$

III.4.6.1.3 Espacement des armatures :

$$\text{Armatureselon } x : S_t = 25cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$$

$$\text{Armatureselon } y : S_t = 25cm \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$$

III.4.6.1.4 Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u: \text{ la charge de calcul A ELU} \\ h: \text{ epaisseur de la dalle total} \\ U_c: \text{ périmètre d contour au niveau feuille moyen} \end{array} \right.$$

$$97.605 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} \quad \text{pas de risque de poinçonnements}$$

III.4.6.1.5 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{max} = \frac{Q_u}{2\mu + \nu} = \frac{97.605}{3.15} = 30.98kN$$

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.005 \times f_{c28} = 1.25Mpa$

$$\tau_u = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.258MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.6.2 Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G = 72.3kN \quad \text{Ce qui donne } \left\{ \begin{array}{l} M_x = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{xS} = 6.59kN.m \\ M_{yS} = 6.59kN.m \end{array} \right.$$

Moment du au poids propre de la dalle :

$$Q_{ser} = 4.75kN/m \quad \text{Ce qui donne } \rho = 0.97 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.604kN.m \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.578kN.m \end{array} \right.$$

Les moments agissent sur la dalle sont :

$$M_{xS} = M_{xS} + M_{x1} = 7.194 kN.m \quad \text{et} \quad M_{yS} = M_{yS} + M_{y2} = 7.168kN.m$$

Calcul les moments réels

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 6.115 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 6.092 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{En appui : } M_a = -0.5 \times M_x^0 = \text{kN.m}$$

III.4.6.2.1 Vérification des contraintes

Tableau 41: Résultats de la vérification des contraintes.

	Position	Mser (kN.m)	Y(m)	I(cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs.
en travée	Sens x-x	6.115	2.4	3239.42	4.53	15	vérifié
	Sens y-y	6.092	2.4	3239.42	4.51	15	Vérifié
En appui	Sens x-y	-3.598	2.4	3239.42	2.66	15	Vérifie

III.4.6.2.2 Vérification de la flèche

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.65} = 0.121 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0.0425 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.70} = 1.9 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0.0424 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 12} 1.67 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5 Etude des escaliers

Les escaliers se calculent à la flexion simple on considère la dalle comme une poutre de portée « L » uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose, ainsi que le calcul des sollicitations se fait à la flexion simple.

III.5.1 Etude d'escalier étage courant

D'après le pré dimensionnement d'escalier, l'épaisseur de la paillasse est $e = 17 \text{ cm}$, le calcul se fait pour une bonde de 1m.

III.5.1.1 Evaluation des charges

$$\text{Volée } \begin{cases} G_v = 8.07 \times 1 = 8.07 \text{ KN/ml} \\ Q_v = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Plier } \begin{cases} G_p = 5.07 \times 1 = 5.07 \text{ KN/ml} \\ Q_p = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.1.2 Combinaison des charges

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 14.64 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.59 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{L'ELS : } \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 10.57 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 7.57 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.1.3 Calcul des sollicitations à L'ELU

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow R_A + R_A = 10.59 \times (2 + 1.55) + 14.64 \times 2.4 = 72.75 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{\left[\left(10.59 \times \frac{2^2}{2} \right) + 14.64 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 2 \right) + 10.59 \times 1.55 \left(\frac{1.55}{2} + 4.4 \right) \right]}{4.4} = 49.67 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 23.08 \text{KN}$$

III.5.1.4 Calcul des sollicitations a L'ELS

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow R_A + R_A = 7.57 \times (2 + 1.55) + 10.57 \times 2.4 = 52.24 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{\left[\left(7.57 \times \frac{2^2}{2} \right) + 10.57 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 2 \right) + 7.57 \times 1.55 \left(\frac{1.55}{2} + 4.4 \right) \right]}{4.4} = 35.69 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 16.55 \text{KN}$$

III.5.1.5 Effort tranchant et moment fléchissant:

Calcul par la méthode des sections (Figure III-5)

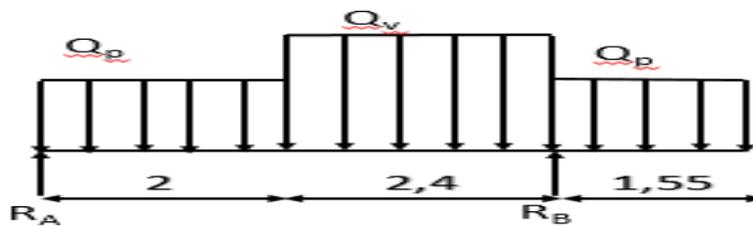


Figure III-5: la méthode des sections

III.5.1.5.1 ELU :

- **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 2\text{m}$$

$$T(x) = R_A - 10.59x = 23.08 - 10.59x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 23.08 \text{KN} \\ T(2) = 1.9 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 23.08x - 10.59 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(2) = 24.98 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Tronçon 2 :**

$$2 \leq x \leq 4.4 \text{ m}$$

$$T(x) = 31.30 - 14.64x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(2) = 2.02 \text{KN} \\ T(4.4) = -33.12 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -14.64 \frac{x^2}{2} + 31.30x - 6.74$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(2) = 26.58 \text{KN.m} \\ M(4.4) = -10.74 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Tronçon 3 :**

$$0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$$

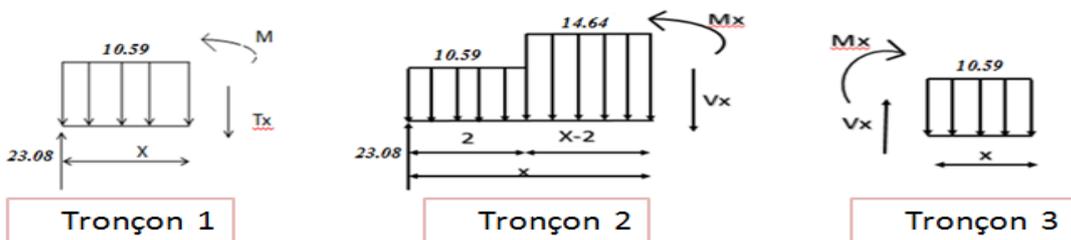
$$T(x) = 10.59x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN} \\ T(1.55) = 16.41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -11.27 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.55) = -12.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V(x) = 0 \Rightarrow x = 2.14 \text{ m} \\ M(2.14) = -14.64 \frac{2.14^2}{2} + 31.30 \times 2.14 - 6.74 \Rightarrow M(2.14) = 26.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_0^{max} = 26.72 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 M_0^{max} = 20.04 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 M_0^{max} = -13.36 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 33.75 \text{ KN} \end{cases}$$



III.5.1.5.2 ELS :

- **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 2 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 8.07x = 16.55 - 7.57x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 16.04 \text{ KN} \\ T(2) = 1.41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 16.55x - 7.57 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2) = 17.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Tronçon 2 :**

$$2 \leq x \leq 4.4 \text{ m}$$

$$T(x) = 22.55 - 10.57x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(2) = 1.41 \text{ KN} \\ T(4.4) = -23.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -10.57 \frac{x^2}{2} + 22.55x - 4.98 \Rightarrow \begin{cases} M(2) = 18.98 \text{ KN.m} \\ M(4.4) = -8.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Tronçon 3 :**

$$0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$$

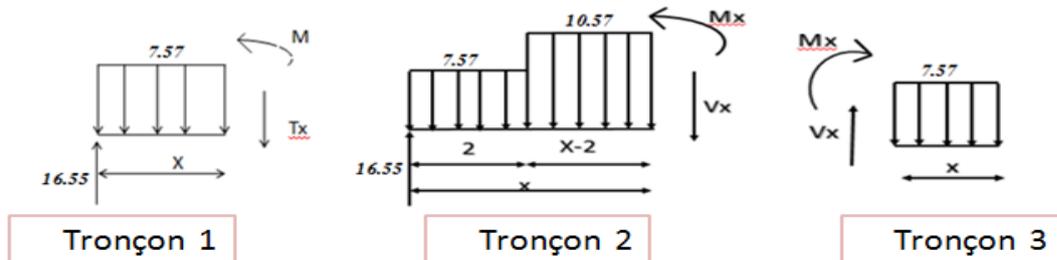
$$T(x) = 7.57x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN} \\ T(1.55) = 11.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7.57 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.55) = -9.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V(x) = 0 \Rightarrow x = 2.13 \text{ m} \\ M(2.13) = -10.57 \frac{2.13^2}{2} + 22.55 \times 2.13 - 4.98 \Rightarrow M(2.13) = 19.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_0^{max} = 19.07 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 M_0^{max} = 14.3 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 M_0^{max} = -9.53 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 25.47 \text{ KN} \end{cases}$$



III.5.2 Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN, $e = 17 \text{ cm}$, $C = 3 \text{ cm}$ et $d = 14 \text{ cm}$.

Tableau 42:Le ferrailage de l'escalier.

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	20.04	0.0706	0.092	0,135	4.24	1.69	4HA12=4.52	25
En appui	-13.36	0.047	0.062	0,136	2.82	1,69	4HA10=3.14	25

$A_{cal} > A_{min}$ La condition de fragilité est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

III.5.2.1 Calcul des armatures de répartition: on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$,

Avec $s_t = 33 \text{ cm}$.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on opte : $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$,

Avec $s_t = 33 \text{ cm}$.

III.5.2.2 Vérifications à ELU :

III.5.2.2.1 Vérification de l'effort tranchant: $V^{max} = 33.75 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{33.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0.241 \text{ MPa}$$

$\tau^{adm} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \tau^{adm}$ **Condition vérifiée.**

→ Pas besoin des armateurs transversales (ya pas de risque de cisaillement).

III.5.2.2.2 Vérification des espacements: on a FPN selon (art A.8.2.4) BAEL91 :

- Sens principale : $S_{t_{max}} = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$ vérifié.
- Sens secondaire : $S_{t_{max}} = 33\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{ cm}$ vérifié.

III.5.2.3 Vérification a L'ELS :

III.5.2.3.1 Etat limite d'ouverture de fissures :

Dans notre cas on a une fissuration peu nuisible, d'après BAEL91 version 99, pas de vérification à faire.

III.5.2.3.2 Vérification état limite de compression :

- En travée : $M_{ser} = 11.95\text{ KN.m}$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times Ay - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.73\text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A(d - y)^2 = 0 \Rightarrow I = 8880.9\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}(y) = 5.02\text{ MPa} \quad \text{On voit que } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifié.}$$

- En appui : $M_{ser} = -7.97\text{ KN.m}$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times Ay - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.19\text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A(d - y)^2 = 0 \Rightarrow I = 6585.98\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}(y) = 3.86\text{ MPa} \quad \text{On voit que } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée.}$$

III.5.2.3.3 Vérification état limite déformation

1. $e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] \times L_x \Rightarrow 17\text{cm} \geq 16.5\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifie.}$
2. $A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 5.65\text{ cm}^2 \leq 7\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifie.}$
3. $L = 3.9\text{ m} < 8\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifie.}$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.2.4 Schéma de ferrailage

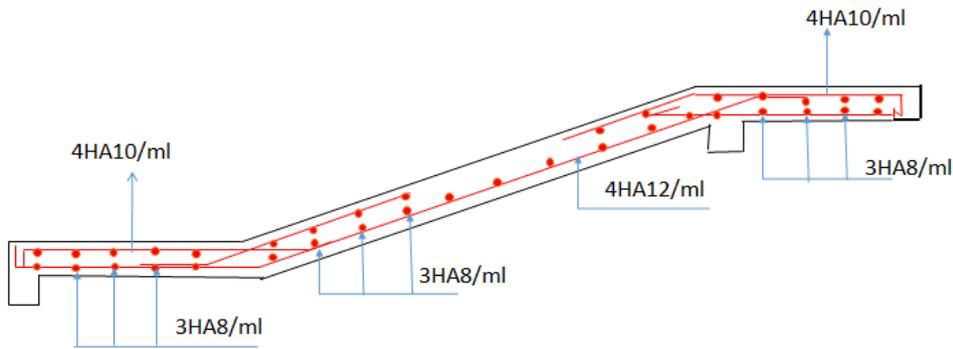


Figure III-6 Schéma de ferrailage d'escalier

III.6 Etude de la poutre palière

Après avoir calculé la poutre palière avec la section (25 × 30) cm² on a trouvé que la flèche n'est pas vérifiée, donc on a augmenté la section de la poutre palière à (35 × 40) cm²

- Les charges revenant à la poutre :
- Poids propre de la poutre : $G_p = \rho \times b \times h = 25 \times 0.35 \times 0.4 = 3.5 \text{ KN/ml}$

Charge revenant à l'escalier est la réaction d'appui dans le au point B : $\begin{cases} \text{ELU: } 51.22 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } 37.98 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Moment de torsion : $M_{torsion} = M_B \times \frac{L}{2}$ provoque par la flexion de la paillasse.

Alors : $\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35g_0 + R_{bu} = 55.945 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + R_{bs} = 41.48 \text{ KN/ml} \end{cases}$

III.6.1 Calcul des sollicitations

- **ELU** $\begin{cases} M_t = \frac{q_u l^2}{24} = \frac{55.945 \times 3.9^2}{24} = 35.45 \text{ KN.m} \\ M_a = -\frac{q_u l^2}{12} = -\frac{55.947 \times 3.9^2}{12} = -70.91 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **ELS** $\begin{cases} M_t = \frac{q_s l^2}{24} = \frac{41.48 \times 3.9^2}{24} = 26.28 \text{ KN.m} \\ M_a = -\frac{q_s l^2}{12} = -\frac{41.48 \times 3.9^2}{12} = -52.57 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Effort tranchant** : $V = \frac{q_u \times l}{2} = 109.09 \text{ KN}$

III.6.2 Ferrailage

Le ferrailage de la poutre palière se fait à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant : b= 35cm, h= 40cm, d= 37 cm, C=3 cm

Tableau 43: Ferrailage de la poutre palière.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
Travée	35.45	0.019	0.024	0.366	2.78	1.56
Appui	-70.91	0.038	0.049	0.362	5.61	1.56

III.6.3 Calcul la poutre palier a la torsion

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU ; alors : $M_{tor} = 13.55 \times \frac{3.9}{2} = 26.42 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente dont l'épaisseur de la paroi du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.833 \text{ m} = 0.0583 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 1.05 \text{ m}^2 \text{ Et } \mu = [(h - e) + (b - e)] = 1.3 \text{ m}$$

III.6.3.1 Armatures longitudinales :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2\Omega f_e} = 6.13 \text{ cm}^2$$

III.6.3.2 Armatures transversales :

$$S_t = 15 \text{ cm}, A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2\Omega f_{st}} = 0.542 \text{ cm}^2$$

III.6.3.3 Vérification de la contrainte du au cisaillement

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{26.42 \times 10^{-3}}{2 \times 1.05 \times 0.0583} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{109.09}{0.35 \times 0.37} = 0.842 \text{ MPa}$$

$$\tau_{total} = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{2.15^2 + 0.842^2} = 2.31 < \tau^{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

On voit que la condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement.

III.6.3.4 Ferrailage global

- **En travée :** $A_t = A_{cal} + \frac{A_{tor}}{2} = 2.78 + \frac{6.13}{2} = 5.84 \text{ cm}^2$

Soit : 6HA 12 = 6.79 cm²

- **En appui :** $A_t = A_{cal} + \frac{A_{tor}}{2} = 5.61 + \frac{6.13}{2} = 8.67 \text{ cm}^2$

Soit : 3HA 12+ 3HA16 = 9.42 cm²

III.6.3.5 Armature transversale :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul

$$A_{trans}^{fs} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans}^{fs} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans}^{fs} = \max \left(\frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}; \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \right) \Rightarrow A_{trans}^{fs} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = A_t^{tor} + A_{trans}^{fs} = 0.525 + 0.542 = 1.067 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² ⇒ 1cadre + 1étrier

III.6.3.6 Vérification l'ELS :

Etat limite d'ouverture de fissures : Dans notre cas on a une fissuration peu nuisible, d'après BAEL91 version 99, pas de vérification à faire.

III.6.3.6.1 Vérification état limite de compression :

Tableau 44: Vérification état limite de compression

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	26.28	12.05	83814.93	3.778	15	Vérifie
Appui	-52.57	13.71	106709.38	6.77	15	Vérifie

III.6.3.7 Vérification état limite de déformation :

- $e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \right] \times L_x \Rightarrow 40 \text{ cm} \geq 24 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 6.79 \text{ cm}^2 \leq 13.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $L = 3.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.3.8 Schéma de ferrailage

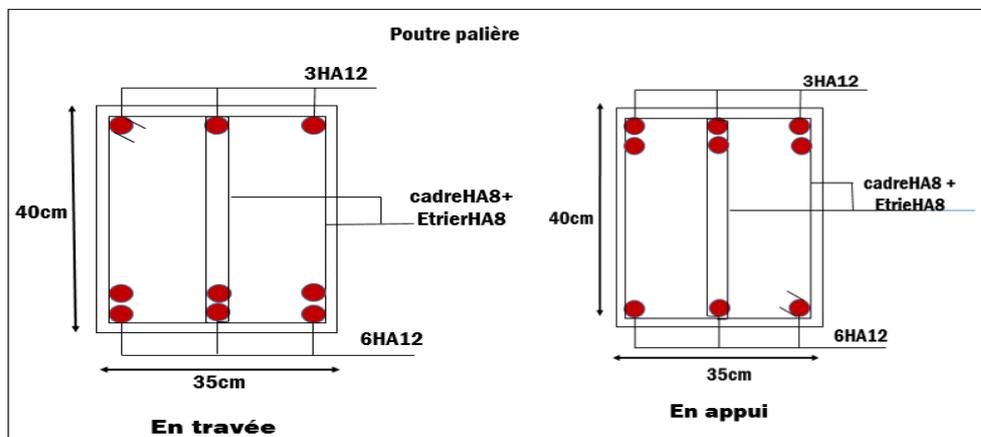


Figure III-7: schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6.4 Etude d'escalier du RDC

III.6.4.1 Volée 1 :

- Evaluation des charges**

$$\text{Volée : } \begin{cases} G_v = 7.53 \times 1 = 7.53 \text{ KN/ml} \\ Q_v = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad \text{Plier : } \begin{cases} G_P = 5.57 \times 1 = 5.57 \text{ KN/ml} \\ Q_P = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Combinaison des charges**

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 13.91 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_P + 1.5Q_P = 11.26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$L'ELS : \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 10.03 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8.07 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

Après le calcul de la RDM, on trouve :

A L'ELU

$$\begin{aligned} \text{Les réactions d'appuis: } & \begin{cases} R_A = 13.5 \text{ KN} \\ R_B = 34.12 \text{ KN} \end{cases} \\ & M_0^{max} = 6.54 \text{ KN.m} \\ \begin{cases} M_t^{max} = 0.75 M_0^{max} = 4.91 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 M_0^{max} = -3.27 \text{ KN.m} \end{cases} \\ & V_{max} = 19.29 \text{ KN} \end{aligned}$$

A L'ELS

$$\begin{aligned} \text{Les réactions d'appuis: } & \begin{cases} R_A = 9.74 \text{ KN} \\ R_B = 24.43 \text{ KN} \end{cases} \\ & M_0^{max} = 4.72 \text{ KN.m} \\ \begin{cases} M_t^{max} = 0.75 M_0^{max} = 3.54 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 M_0^{max} = -2.36 \text{ KN.m} \end{cases} \\ & V_{max} = 13.82 \text{ KN} \end{aligned}$$

III.6.4.2 Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant : d=12cm, b=100cm, FPN

Tableau 45: Ferrailage de la volée 1

Position	M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t (cm)	A_r (cm ²)	S_t (cm)
Travée	4.91	0.024	0.03	0.118	1.19	1.45	3HA10=2.36	33	3HA8=1.5	33
Appui	-3.27	0.016	0.02	0.12	0.8	1.45	3HA10=2.36	33	3HA8=1.5	33

III.6.4.3 Vérification a l'ELU :

III.6.4.3.1 Vérification de l'effort tranchant: $V^{max} = 19.29 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{19.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.161 \text{ MPa}$$

$$\tau^{adm} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \tau^{adm} \text{ Condition vérifiée.}$$

→ Pas besoin des armatures transversales (yapas derisque de cisaillement).

III.6.4.4 Vérification a l'ELS :

III.6.4.4.1 Vérification état limite de compression :

Tableau 46: Vérification état limite de compression de volée 1

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	3.54	2.58	3715.19	2.46	15	Vérifie
Appui	-2.36	2.58	3715.19	1.78	15	Vérifie

III.6.4.4.2 Vérification état limite de déformation :

1. $e \geq \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right] \times L_x \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 3.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
2. $A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 2.36 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

3. $L = 2.62 \text{ m} < 8\text{m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.4.5 Volée 2 :

- **Evaluation des charges**

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 7.55 \times 1 = 7.55 \text{ KN/ml} \\ Q_v = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases} \text{ Plier} \begin{cases} G_p = 5.57 \times 1 = 5.57 \text{ KN/ml} \\ Q_p = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Combinaison des charges**

$$\text{L'ELU} : \begin{cases} q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 13.94 \text{ KN/ml} \\ q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 11.26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{L'ELS} : \begin{cases} q_{vs} = G_v + Q_v = 10.05 \text{ KN/ml} \\ q_{ps} = G_p + Q_p = 8.07 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

Après le calcul de la RDM, on trouve :

A L'ELU

$$\text{Les réactions d'appuis:} \begin{cases} R_A = 25.79 \text{ KN} \\ R_B = 22.54 \text{ KN} \\ M_0^{max} = 23.31 \text{ KN.m} \\ \begin{cases} M_t^{max} = 0.85M_0^{max} = 19.81 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5M_0^{max} = -11.65 \text{ KN.m} \end{cases} \\ V_{max} = 25.79 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS

$$\text{Les réactions d'appuis:} \begin{cases} R_A = 18.57 \text{ KN} \\ R_B = 16.16 \text{ KN} \\ M_0^{max} = 17.15 \text{ KN.m} \\ \begin{cases} M_t^{max} = 0.85M_0^{max} = 14.58 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5M_0^{max} = -8.57 \text{ KN.m} \end{cases} \\ V_{max} = 18.57 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.4.5.1 Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant : $d=12\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, FPN

Tableau 47: Ferrailage de la volée 2

Position	M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ⁴)	S_t (cm)	A_r (cm ²)	S_t (cm)
Travée	19.81	0.096	0.127	0.114	4.99	1.45	5HA12=5.65	20	3HA8=1.51	33
Appui	-11.65	0.057	0.073	0.116	2.87	1.45	3HA12=3.39	33	3HA8=1.51	33

III.6.4.5.2 Vérification a l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 25.79 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{25.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$\tau^{adm} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa \Rightarrow \tau_u < \tau^{adm} \text{ Condition vérifiée.}$$

→ Pas besoin des armatures transversales (yapas derisque decisaillement).

III.6.4.5.3 Vérification a l'ELS :

- **Vérification état limite de compression :**

Tableau 48: Vérification état de compression de la volée 2.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	14.58	3.74	7528.07	9.84	15	Vérifie
Appui	-8.57	2.81	5034.19	4.78	15	Vérifie

- **Vérification de l'état limite de déformation**

1. $e \geq \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right] \times L_x \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 16.38 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition non vérifie.**
2. $A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 5.65 \text{ cm}^2 \leq 22.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifie.**
3. $L = 3.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow$ **condition vérifie.**

Les conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est obligatoire.

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge total (P = G+Q).

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

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 7.55 \text{ KN/ml} \\ q_p^g = 5.07 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0.85 \times M_0^{max} = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 6.33 \text{ KN/ml} \\ q_p^j = 4.25 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0.85 \times M_0^{max} = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 10.05 \text{ KN/ml} \\ q_p^p = 7.57 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0.85 \times M_0^{max} = 14.58 \text{ KN.m}$$

$$\rho + \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 0.12} = 0.0047 \quad ; \quad \lambda_i = 4.46 \quad ; \quad \lambda_v = 1.78$$

On a: $y = 3.74 \text{ cm}$, $I = 7528.07 \text{ cm}^4$, $E_i = 32164.2 \text{ MPa}$, $E_v = 10818.86 \text{ MPa}$

$$y_G = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{(b \times h) + (15 \times A)} = 7.74 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + b \times \frac{(h - y_G)^3}{3} + 15 \times A(d - y_G)^2 = 189216.2 \times \text{cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j \times (d-y)}{I} = 145.63 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d-y)}{I} = 173.71 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d-y)}{I} = 239.96 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_j = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^j + f_{t28}} \right] = 0.241 \\ u_g = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^g + f_{t28}} \right] = 0.316 \\ u_p = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^p + f_{t28}} \right] = 0.445 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_{st}^g \times l^2}{10E_v I_{fgv}} = 1.114 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{st}^g \times l^2}{10E_i I_{fgi}} = 0.577 \text{ mm} \end{cases} \text{ Et } \begin{cases} f_{ji} = \frac{M_{st}^j \times l^2}{10E_i I_{fji}} = 0.417 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{st}^p \times l^2}{10E_i I_{fpi}} = 0.988 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1.11 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm}$

On voit bien que la flèche est vérifiée.

III.6.4.6 Volée 3 :

C'est une dalle sur un seul appui (poutre brisée), sollicitée par des charges uniformément réparties, ce type de dalle se calcule comme une console à la flexion simple.

III.6.4.6.1 Evaluation des charges

$$\begin{cases} G_v = 7.46 \times 1 = 7.46 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 13.94 \text{ KN/ml} \\ q_s = G_v + Q_v = 10.05 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.6.4.6.2 Calcul des sollicitations

Après le calcul de la RDM, on trouve :

A L'ELU

$$\begin{cases} M_u = 18.81 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 27.64 \text{ KN} \end{cases}$$

A L'ELS

$$\begin{cases} M_s = 13.56 \text{ KN.m} \\ V_{max} = 16.43 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.4.6.3 Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 49: Ferrailage de la volée 3

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ⁴)	S_t (cm)	A_r (cm ²)	S_t (cm)
Appui	18.81	0.092	0.121	0.114	4.73	1.45	5HA12= 5.65	20	3HA8= 1.51	33

III.6.4.6.4 Vérification a l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 27.64 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{27.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau^{adm} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \tau^{adm} \text{ Condition vérifiée.}$$

→ Pas besoin des armatures transversales (yapas derisque decisaillement).

III.6.4.6.5 Vérification a l'ELS :

- **Vérification état limite de compression :**

Tableau 50: Vérification l'état de compression pour la volée 3.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	13.56	3.74	7528.07	6.74	15	Vérifie

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$1. e \geq \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right] \times L_x \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 8.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 5.65 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. L = 1.65 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.5 Calcul de la poutre de chaînage

III.6.5.1 Type de poutre de chaînage

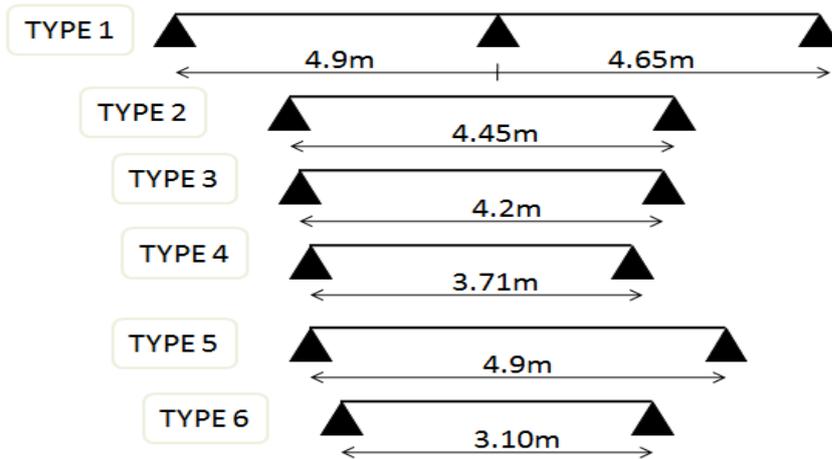


Figure III-8 Les différentes types de poutre de chaînage

On prend l'exemple de type 5

III.6.5.2 Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $G_0 = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/m}$
- Poids de mur : $G_{mur} = 1.91(3.06 - 0.35) = 5.17 \text{ KN/m}$

III.6.5.3 Calcul des moments :

ELU

ELS

$$\begin{cases} q_u = 1.35(G_0 + G_{mur}) = 9.52 \text{ KN/ml} \\ M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 28.56 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 23.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_s = (G_0 + G_{mur}) = 7.045 \text{ KN/ml} \\ M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 21.14 \text{ KN.m} \\ V_s = \frac{q_u \times l}{2} = 17.26 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.5.4 Correction des moments :

En travée : $\begin{cases} 0.85 M_u = 24.28 \text{ KN.m} \\ 0.85 M_s = 17.97 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui : $\begin{cases} -0.5 M_u = -14.28 \text{ KN.m} \\ -0.5 M_s = -10.57 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.6.5.5 Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant : d=27cm, b=25cm, FPN

Position	M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ⁴)
Travée	24.28	0.094	0.123	0.256	2.73	0.82	3HA12=3.39
Appui	-14.28	0.055	0.071	0.262	1.57	0.82	3HA10=2.36

Tableau 51: Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.6.5.6 Vérification a l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 23.32 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{23.32 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.345 \text{ MPa}$$

$$\tau^{adm} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \tau^{adm} \text{ Condition vérifiée.}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales (ya pas de risque de cisaillement).

- **Armature transversale :** on fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = -0.296 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max\left(\frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}; \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e}\right) \Rightarrow A_{trans} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier $\Phi 8$: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

III.6.5.7 Vérification a l'ELS :

- **Vérification état limite de compression :**

Tableau 52: Vérification de l'état de compression de la poutre de chaînage

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	17.97	8.64	22519.17	6.89	15	Vérifie
Appui	-10.57	7.44	16978.88	4.63	15	Vérifie

- **Vérification état limite de déformation :**

1. $h \geq \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right] \times L_x \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 24.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifie.}$
2. $A_t^x \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 3.39 \text{ cm} \geq 3.375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifie.}$
3. $L = 4.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifie.}$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Tableau 53: Vérification de la flèche

Position	f_{gv} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
Travée	9.93	5.40	0.5	5.4	$9.4 < 9.8$	Vérifié

III.6.5.8 Schéma de ferrailage

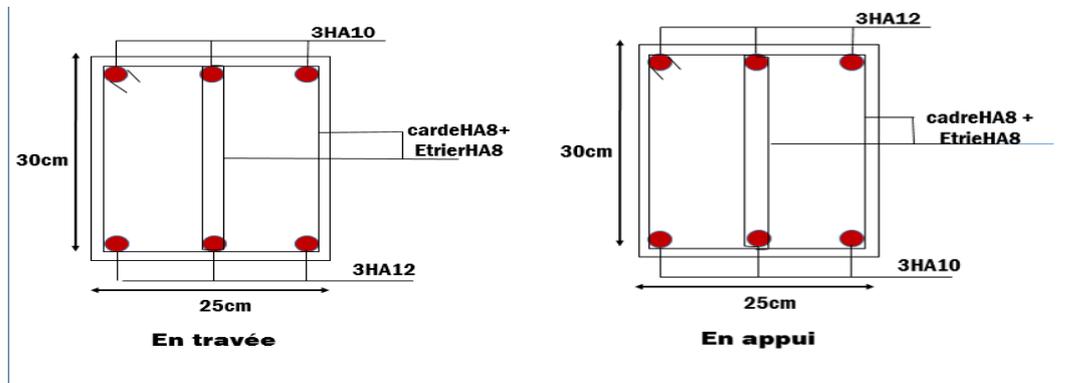


Figure III-9: schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6.6 Étude de l'acrotère

III.6.6.1 L'hypothèse de calcul

- Le calcul sera à la flexion composée
- Fissuration préjudiciable
- Le calcul se fera pour une bande le 1 ml

III.6.6.2 Evaluation des charges

$$S = 1285\text{cm}^2; G_0 = 3.21\text{kN/m}$$

III.6.6.3 La force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante

$$f_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \Rightarrow \begin{cases} A: 0.15 \text{ zone II } a \text{ coefficient d'acceleration de la zone} \\ C_p = 0.8 \text{ facteur de la force horizontale} \\ W_p = \text{poide l'acrotère} \end{cases}$$

III.6.6.4 Calcule les sollicitations

Calcul du centre de gravité de la section $\begin{cases} x_G = \sum \frac{A_i \times x_i}{A_i} \Rightarrow x_G = 8.31 \text{ cm} \\ y_G = \sum \frac{A_i \times y_i}{A_i} \Rightarrow y_G = 42.27 \text{ cm} \end{cases}$

III.6.6.5 Combinaison de calcule

Tableau 54: les combinaisons de calcul

Sollicitations	Combinaison		
	ELA	ELU	ELS
N (kN)	3.50	4	3.50
M (kN.m)	1.51	1.2	0.8

III.6.6.6 Ferrailage

III.6.6.6.1 Calcul l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.51}{3.50} e_0 = 0.4314 \text{ cm}$$

$\frac{h}{6} = 0.13 \text{ m} \Rightarrow e_0 > h/6$ Le centre de pression se trouve à l'extérieure du noyau central, donc la section est partiellement comprimée

$$\begin{cases} N_{max} = 4.73 \text{ kN} \rightarrow M_{coresp} = 1.20 \text{ kN.m} \dots \dots (1) \\ M_{max} = 1.51 \text{ kN} \rightarrow M_{coresp} = 3.50 \text{ kN.m} \dots \dots (2) \\ N_{min} = 3.50 \text{ kN} \rightarrow M_{coresp} = 1.2 \text{ kN.m} \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.413 \text{ kN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} 0.004 ; \alpha = 0.0055 ; z = 0.119 \text{ m} ; A^{FS} = 0.34$$

on revient à flexion composée

Tel que $A^{FC} = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.21 \text{ cm}^2$

Section	M_{ua}	u_{bu}	α	z	A^{FS}	A^{FC}	A_{min}
A_1	1.413	0.0042	0.0055	0.119	0.340	0.21	1.45
A_2	1.667	0.008	0.010	0.119	0.402	0.30	1.45
A_3	0.75	0.0037	0.0045	0.119	0.181	0.08	1.45

Tableau 55: Ferrailage de l'acrotère

III.6.6.7 Les vérifications nécessaires

III.6.6.7.1 A L'ELU

- La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 > A$$

Donc on ferraille avec $A_{min} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{2.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.022 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ pas de risque de rupture par cisaillement}$$

- **Espacement**

Armature principale : $S_T \leq \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$

Armature secondaire : $S_T \leq \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0.5 \text{cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } 4\text{HA}6 = 1.31 \text{cm}^2$$

III.6.6.7.2 A L'ELS

- **Vérification de la contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{I} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$N_{ser} = 3.50 \text{kN} \quad ; \quad M_{ser} = 0.8 \text{kN.M}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = 0.23 \text{m} ; y = (y_c + c) \Rightarrow c = e_G - \frac{h}{2} = 0.155 \text{m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + \frac{90 \times A}{b} (d - c) = -0.1173 \text{m}^2 \\ q = -2c^3 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2 = 0.00857 \text{m}^3 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \sqrt{-p/3} \\ \phi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.395 \\ \phi = 123.67^\circ \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = \alpha \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.297 \\ y_{c2} = \alpha \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0.374 \\ y_{c3} = \alpha \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0.076 \end{array} \right.$$

Donc on prend $\Rightarrow y = 0.452$

$$u_t = \frac{b y^2}{2} - A(d - y) = 0.102$$

D'où $\sigma_{bc} = \frac{3.50 \times 10^{-3}}{0.102} = 0.015 \text{MPa} ; \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$ La condition vérifiée

III.6.6.8 Schéma de ferrailage

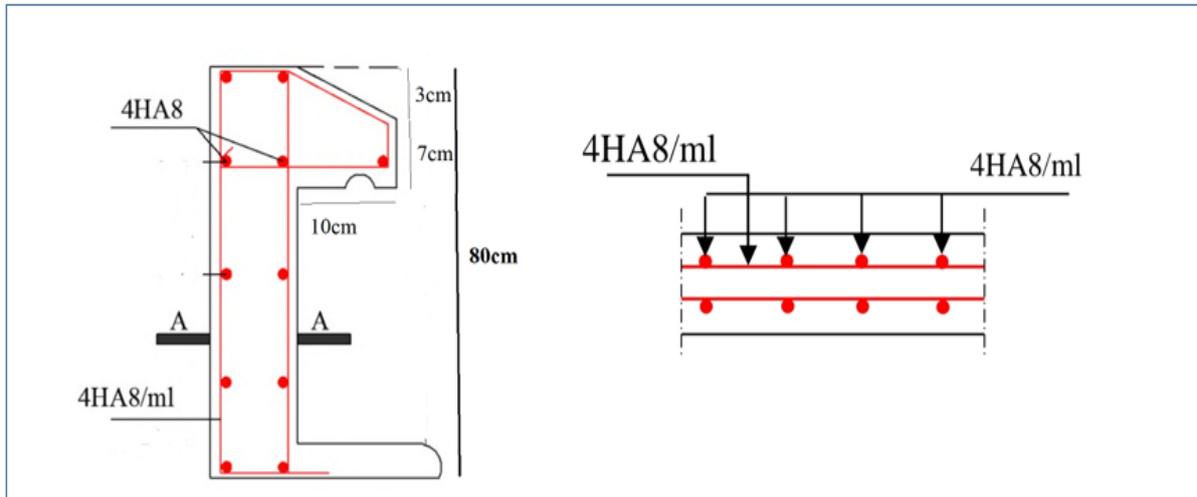


Figure III-10: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7 Conclusion

Le but de chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec les vérifications nécessaires donné par le RPA 99 et BAEL91/99.

Chapitre IV :

Etudes dynamique

Chapitre IV : Etudes dynamique

IV.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques. Sont sans doute celle qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de la prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des biens. .

La structure étudiée dans ce travail sera implantée dans la ville de Bejaia donc dans la zone sismique IIa selon la classification RPA, 99/2003 d'où la nécessité de construire construction dite parasismique. Selon les règlements en vigueur des systèmes de contreventement et des diaphragmes rigides doivent être envisagés afin de maintenir la structure intacte lors d'un séisme majeur.

L'étude dynamique sera faite dans les règles de l'art en respectent les prescriptions des règles de RPA99/2003 et cela en adoptant un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Dans ce qui suit en présentera la modélisation de la structure en utilisant le logiciel ETABS ainsi les résultats obtenus a fin de dimensionner les différents éléments structuraux de l'ouvrage.

La structure étudiée dans cette partie s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation en R+8+ sous-sol, implanté à la ville Bejaia (Zone II_a selon le RPA 99 version 2003), dont le contreventement est assuré par une structure mixte (voiles + portique en béton armé).

IV.2 Méthodes de calcul

D'après le RPA99 le calcul de la force sismique globale peut se faire par deux méthodes principales, Méthode statique équivalente et méthode dynamique spectrale. Pour la structure étudiée dans ce travail, implantée à Bejaia en zone sismique qui fait 35.92m de hauteur et appartient au groupe d'usage 2(moyenne importance) qui est irrégulière en plan alors les conditions d'application de la méthode statique équivalente de (l'article 4.1.2 du RPA99/2003) ne sont pas réunies donc Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

IV.3 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure, étudiée dans ce travail, consiste à présenter une simulation sur le logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. Le logiciel permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires. Il est un logiciel orienté métier adapté aux constructions, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

La modélisation par ETABS 2016, permet la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO), avec possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, etc). Ce logiciel permet aussi la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

Dans ETABS 2016, la création du modèle de la structure s'effectue avec des objets de construction typiques : poutres, poteaux, contreventements, planchers, murs. Grâce à cela, lors de cette étape de l'étude, les éléments de la structure prennent des attributs spécifiques qui leur sont propres (y compris les attributs réglementaires) ; ainsi, à l'étape de définition du

modèle, tous les paramètres réglementaires de la structure sont définis, ce qui permet de passer à l'analyse réglementaire immédiatement après les calculs statiques. Il en est de même avec les nœuds. La notion de nœuds a perdu sa signification traditionnelle puisqu'ils sont automatiquement définis lors de la création des différents objets.

IV.4 Création du modèle du bâtiment

Après avoir défini les lignes de construction et les sections des éléments de la structure, on commence à dessiner notre structure à l'aide des lignes de construction réalisées précédemment. La structure étudiée est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 8 étages encastres à la base. En considérant le sous-sol sol comme étant des boites rigides, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol, tout en considérant le sous-sol et les deux entre sol comme encastrement. La structure modélise de hauteur : $ht = 31.62$ m et des longueurs $Lx=30.71$ m, $Ly=31.01$ m .

Pour effectuer cette étape le logiciel offre une large gamme d'outils d'édition : symétrie par plan, translation, rotation, miroir horizontal et vertical, division pour une barre spécifique ou pour un groupe de barres, intersection etc , et des outils de sélection performants : sélection avec le pointeur de la souris, par attribut (section, épaisseur, ...), par fenêtre, par capture, par plan, etc.

IV.5 Chargement

Le chargement d'une structure consiste à définir les cas de charge selon la nature des charges (permanente, exploitation, sismique ...) et ensuite l'application des charges (charges sur barres, charges surfaciques ...) sur la structure pour les cas de charge créés et enfin la définition des combinaisons des cas de charge. Pour notre cas on a :

- Poids propre de la structure calculé automatiquement par logiciel
 $P_p = 65252.6429$ 1KN;
- -Une charge permanente $G = 4.46$ kN/m². (étage courant) $G=5.36$ kN/m² (terrasse accessible). $G=5.48$ kN/m² (terrasse inaccessible)
- Une charge d'exploitation $Q = 1.5$ kN/m² (étage courant et terrasse accessible).
 $Q= 1$ kN/m² (terrasse inaccessible);

Après on va définir les différentes combinaisons de charges selon les cas. On choisit le type de combinaison et on donne le nom qu'on veut à la combinaison qu'on va définir,

$$1,35 G + 1,5 Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

$$G+Q\pm E \quad (\text{ELA})$$

$$0.8G\pm E \quad (\text{ELA})$$

IV.6 Analyse de la structure

Après modélisation de la structure qui est une ossature en béton armé constituée de voiles et de portiques, on passe au calcul et analyse de cette structure sous l'effet du chargement qui est défini précédemment. .

La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre réglementaire, on introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas S3 : site meuble, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02, les matériaux constitutifs et le système de contreventement. L'action sismique est représentée par un spectre de réponse qui est calculé comme suit

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) (\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}} (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} (\frac{Q}{R}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

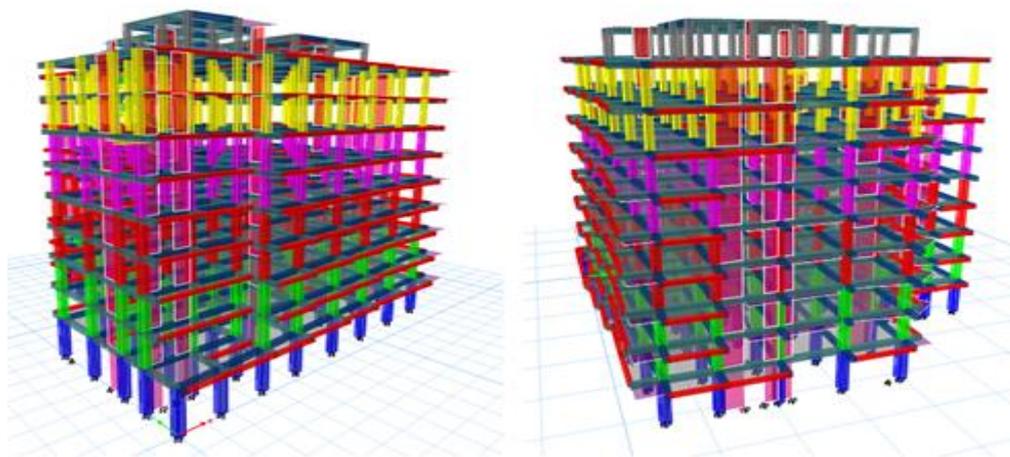


Figure IV-1: Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS 2016.

IV.7 Disposition des voiles contreventement

Plusieurs dispositions en été effectuer afin d’aboutir un meilleur comportement de la structure on satisfaisant des contrainte architecturale et interaction (voile portique)

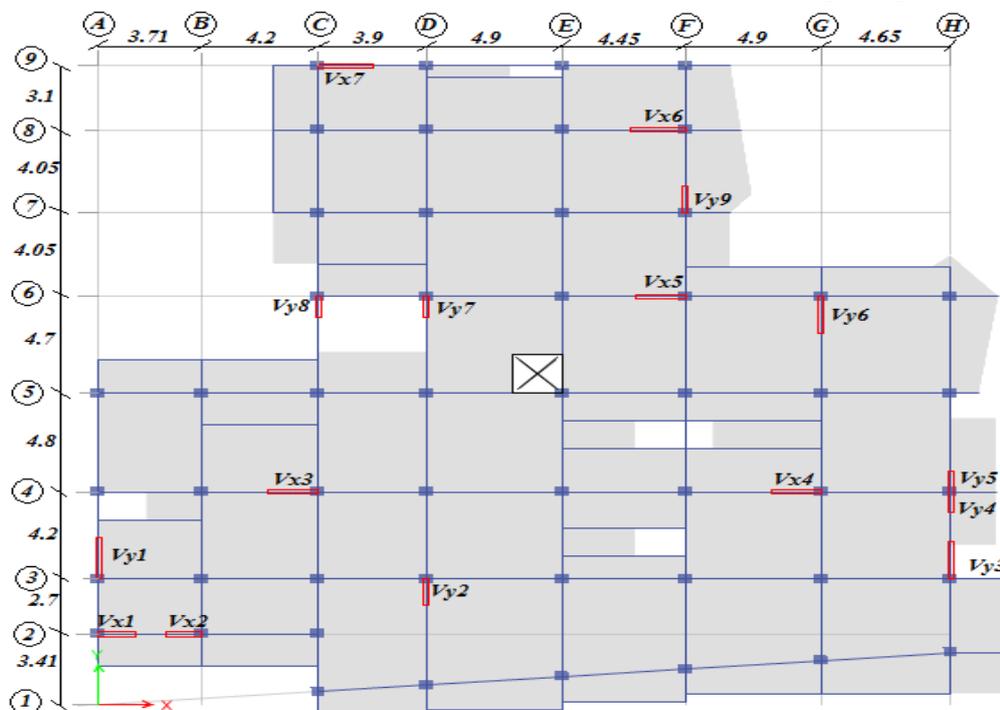


Figure IV-2: Vue en plan de la structure avec Disposition des voiles de contreventement.

IV.8 Résultats d'analyse et discussions

Pour afficher les résultats de l'analyse de la structure et les diagrammes des efforts internes, des déformées, des contraintes et des réactions on sélectionne Résultats dans le menu démarrage de la barre d'outils. On peut aussi afficher les diagrammes des résultats directement. Pour voir le diagramme de l'effort interne on coche la case par exemple du Moment. On peut aussi modifier les paramètres des diagrammes pour afficher les valeurs. On peut voir les diagrammes des efforts internes et des déplacements de chaque élément de la structure séparément.

IV.9 Taux participation des modes et masses modales

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le **RPA99** sont présentés dans tableau IV-1

Tableau 56: Les résultats de l'analyse sismique dynamique

Case	Mode	périodes	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0,808	0,744	0,0008	0,0002	0,744	0,0008	0,0117
Modal	2	0,769	0,0015	0,7517	0,2651	0,7456	0,7525	0,0218
Modal	3	0,662	0,0102	0,0113	0,2695	0,7558	0,7639	0,7491
Modal	4	0,258	0,1146	0,0105	0,3093	0,8704	0,7743	0,7534
Modal	5	0,253	0,0133	0,113	0,7086	0,8837	0,8873	0,755
Modal	6	0,207	0,0023	0,0043	0,7211	0,8859	0,8916	0,8845
Modal	7	0,142	0,0033	0,0371	0,7958	0,8892	0,9287	0,8852
Modal	8	0,137	0,0431	0,0027	0,8012	0,9324	0,9314	0,8862
Modal	9	0,121	0,0015	0,0018	0,8057	0,9339	0,9331	0,9106

Selon les résultats en remarque que

- Le 1^{er} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe X avec un taux de participation égale à 74.40%.
- Le 2^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Y avec un taux de participation égale à 75.17%
- Le 3^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Z avec un taux participation égale à 91.06%.

IV.10 Les modes de vibrations

IV.10.1 Mode 1

La figure montre le sens et la direction de mode 1

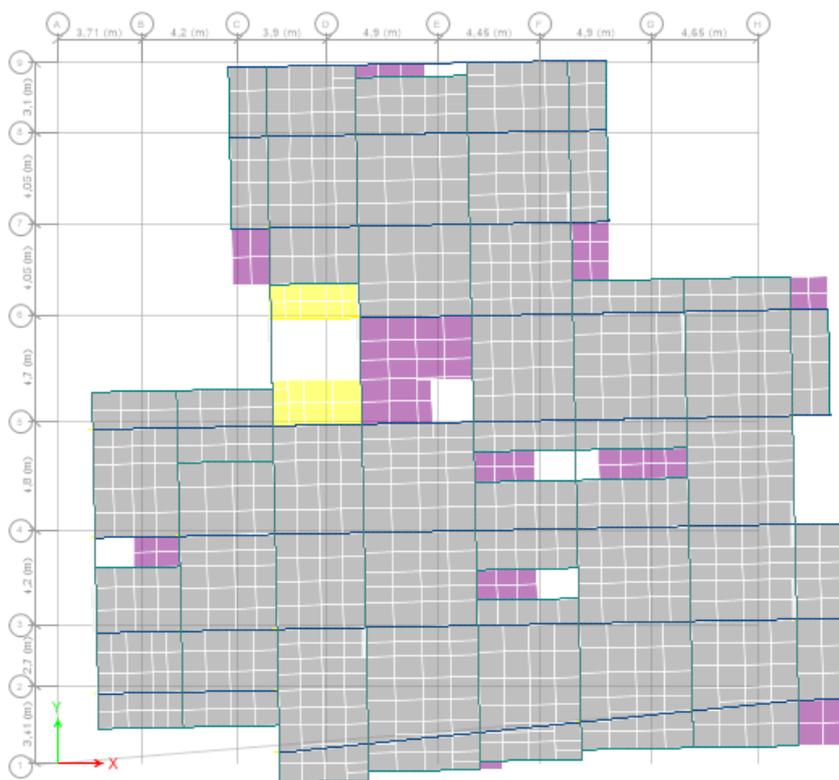


Figure IV-3: La direction de mode 1

IV.10.2 Mode 2

La vibration et la direction de mode 2 est présentée dans la figure

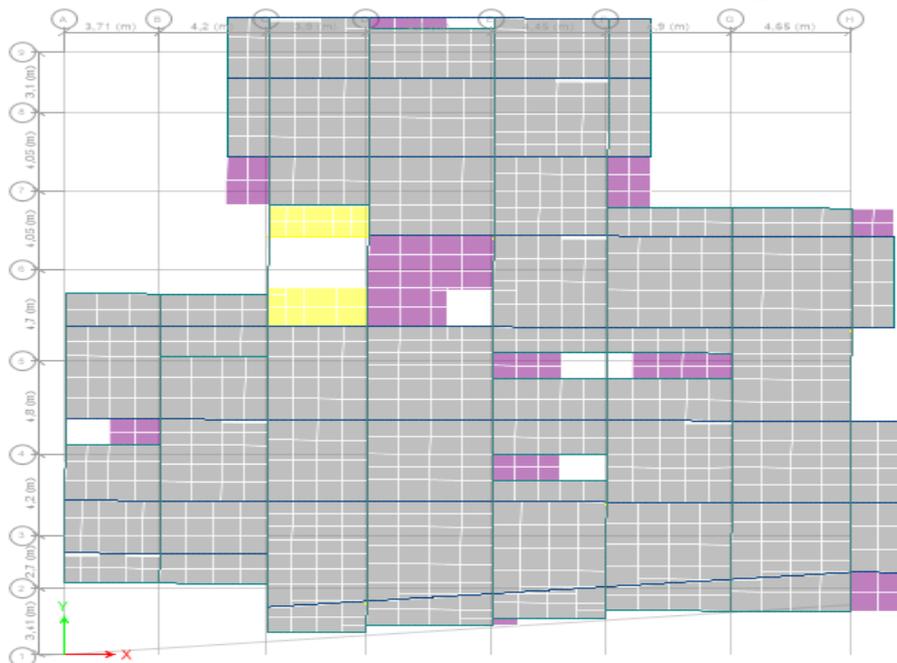


Figure IV-4: La direction de mode 2.

IV.10.3 Mode 3

Le mode 3 est bien observe qu'il s'agit d'une rotation selon la figure suivante

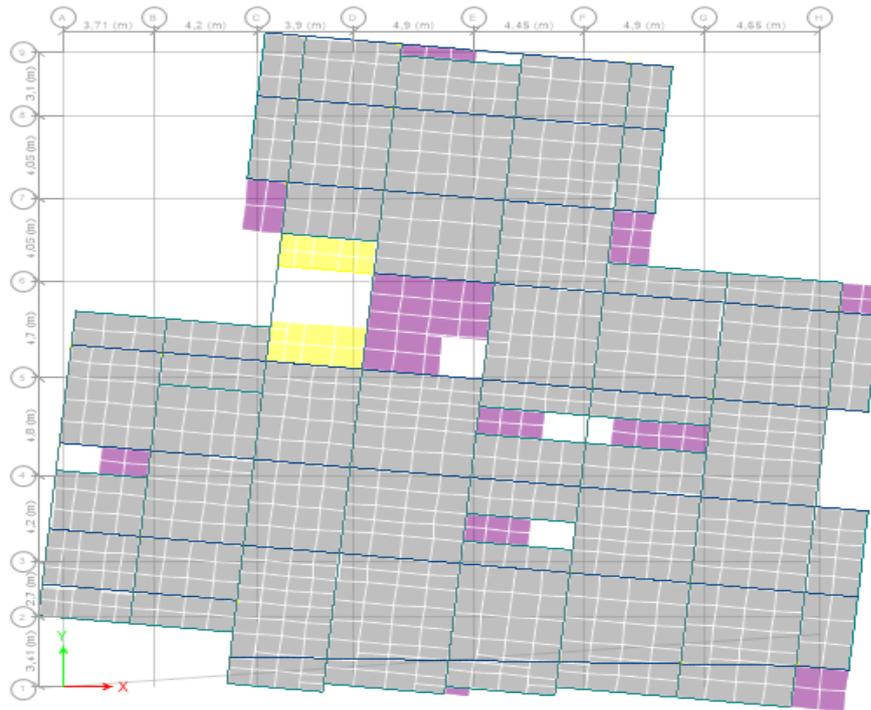


Figure IV-5: La direction de mode 3.

IV.11 Vérification des conditions vis-à-vis RPA99/2003

le RPA exigent de faire la vérification suivante $V_{st} \geq 0.8V_{dyn}$ **RPA 99(Art4.3.6)**

$\left\{ \begin{array}{l} V_{dyn}: \text{l'effort tranchant dynamique (donné par le logiciel)} \\ V_{st}: \text{l'effort à la base calculé pas la méthode statique équivalent} \end{array} \right.$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, tous les résultats obtenus à partir méthode dynamique doivent être majorée de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$. Détermination de l'effort à la base par la méthode statique équivalente.

IV.11.1 La force sismique V par la méthode statique équivalente

$$\frac{A \times D \times Q \times W}{R} ; \text{ Tel que: } \left\{ \begin{array}{l} A : \text{coefficient d'accélération de zone} \\ W : \text{poid total de la structure} \\ D : \text{facteur d'implification dynamique} \\ R : \text{coefficient de comportement de la structure} \\ Q : \text{facteur de qualité} \end{array} \right.$$

Les paramètres cités ci-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

IV.11.2 Coefficient d'accélération

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15 \quad \text{RPA99 (tableau 4.1)}$$

IV.11.3 Coefficient de comportement global

Pour notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portique-voiles avec justification de l'interaction. $R = 5$. **RPA99 (tableau 4.3)**

IV.11.4 Période fondamentale de la structure

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 /2003

$$\text{suyvantes : } \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \text{ RPA99(formule(4.6))} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \text{ RPA99(formule4.7)} \end{cases}$$

Tel que :

ht: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. ht = 31.62m

C_T: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage RPA99 tab(4.6)

l: Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcule)

$$\text{Donc on aura : } \begin{cases} T_x = 0.87 S \\ T_y = 0.87 S \end{cases}$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par la méthode spectrale à la période statique majorée de 30%

$$T_{analytique} \leq 1.3 T_{statique} \begin{cases} T_{analytique}^x = 0.808S \\ T_{analytique}^y = 0.769S \end{cases}$$

donc la condition est vérifiée

IV.11.5 Facteur d'amplification dynamique

Ce facteur est en fonction de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamental de la structure

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} T_2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec : T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site

D'après le rapport de sol notre sol c'est sol meuble

$$(S3) \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases} \text{ RPA99 (tableau4.7)}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.881$$

$$\text{Ce qui donne pour les deux sens } D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad ; \quad \begin{cases} D_X = 1.53 \\ D_Y = 1.58 \end{cases}$$

Donc pour les deux sens $D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$; $\begin{cases} D_X = 1.53 \\ D_Y = 1.57 \end{cases}$

IV.11.6 Facteur de qualité

La valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{RPA99 (formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. **RPA (tableau 4.4)**

Facteur de qualité : $\begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$

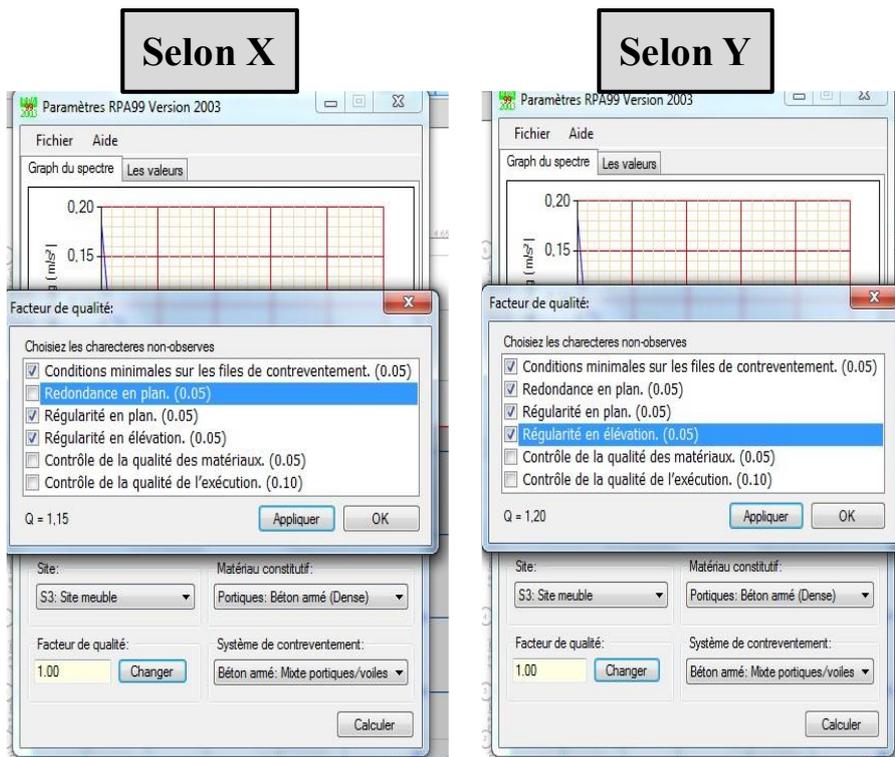


Figure IV-6:Le facteur est en fonction de la catégorie de site.

IV.11.7 Poids total de la structure

$$W = \sum_i^n w_i ; \text{ Avec } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation. $\beta: \begin{cases} 0.2 \text{ usage d'habitation} \\ 0.6 \text{ usage commercial} \end{cases}$

w_{Qi} : Charges d'exploitation.

A partir du logiciel **ETABS2016** on trouve : $w_{tot} = 65252.6429\text{kN}$

La force sismique statique à la base est :

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_{xst} = 3444.3607 \text{ kN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W \Rightarrow V_{yst} = 3688.0793 \text{ kN}$$

Selon **RPA99 (article 4.3.6)** la résultante des force sismique à la base obtenue par la combinaison des valeur modale ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des force sismique déterminé Par la méthode statique équivalent. Les résultats sont résumés dans le tableau IV-2:

Tableau 57: La force sismique à la base

	Selon xx	Selon yy	Observation
0.8V_{statique}	2755.4886	2950.4634	vérifiée
V_{dynamique}	3144.6847	3390.4218	vérifiée

IV.11.8 Spectre de réponse

IV.11.8.1 Spectre selon XX

La figure montre le spectre selon axe xx

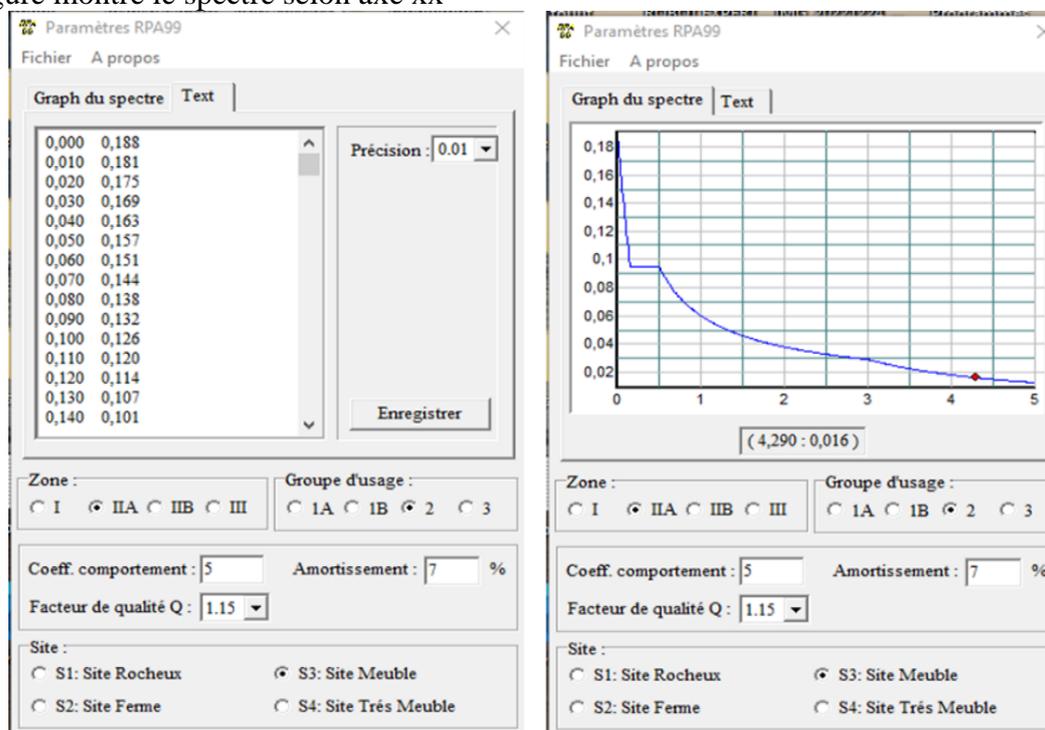


Figure IV-7: le spectre selon axe xx.

IV.11.8.2 Spectre selon YY

La figure montre le spectre selon axe xx

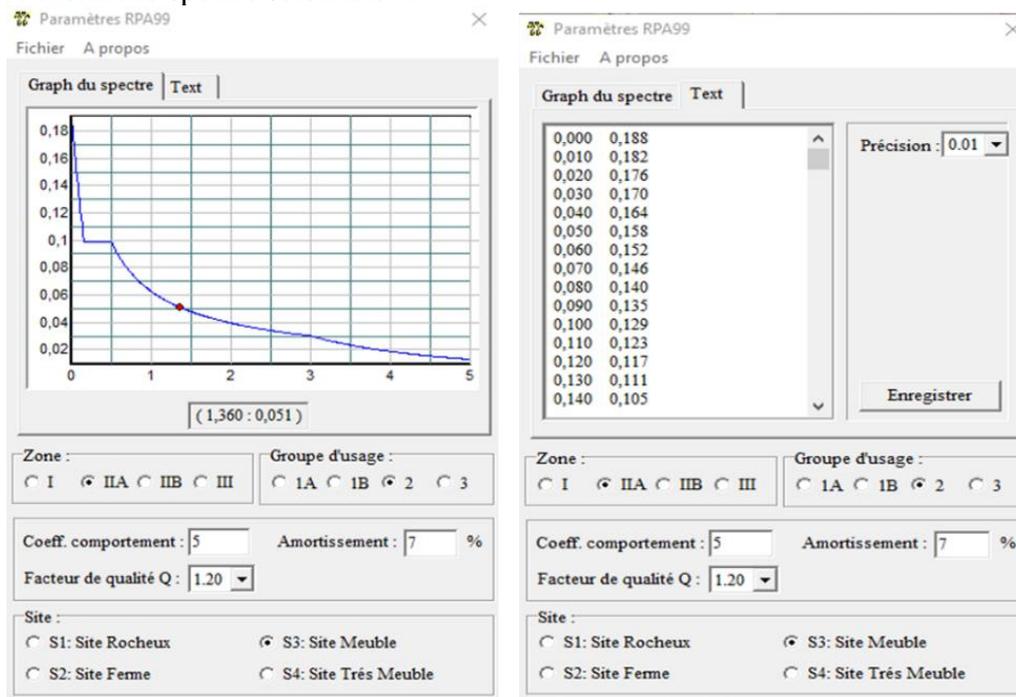


Figure IV-8: le spectre selon axe YY.

IV.11.9 Effort tranchant, moment sismique et le déplacement pas niveau

Dans la figure suivante on montre les résultats trouvés sous forme graphe (déplacements par niveau, efforts tranchants, moment sismique) dans le sens X et Y.

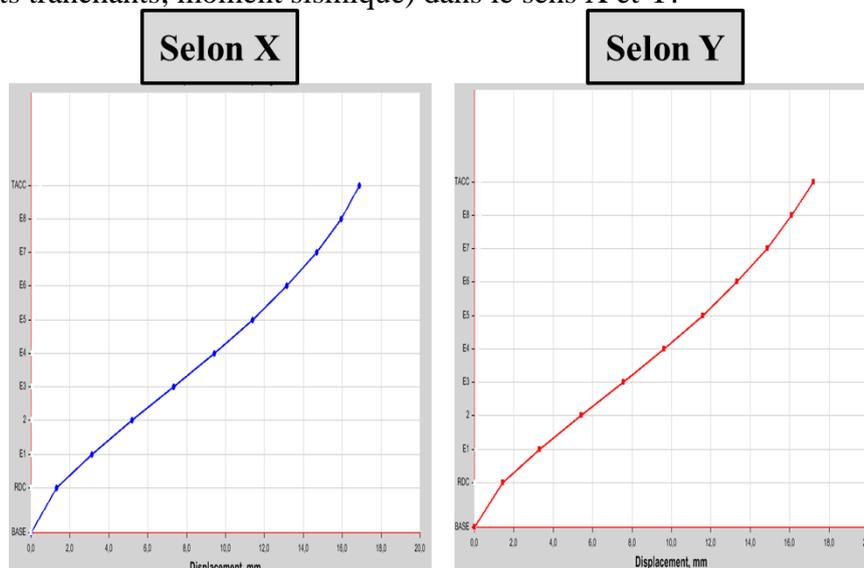


Figure IV-9: les déplacements par niveau.

On remarque que déplacement est faible a la base du bâtiment (presque nul) et pour les derniers niveaux donne un déplacement important.

IV.11.10 Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y

Dans la figure suivante on montre les résultats trouvés sous forme graphe

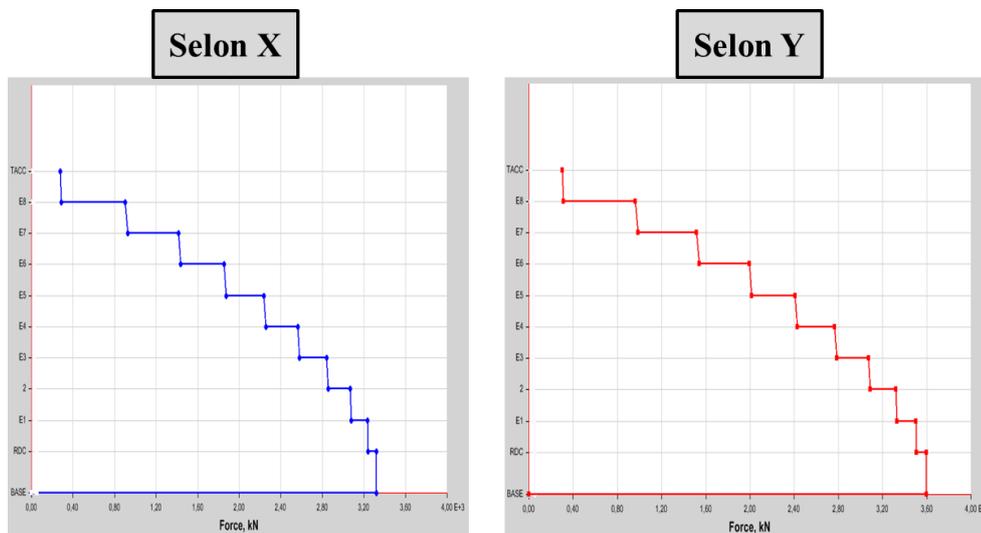


Figure IV-10:L'effort tranchant par niveau suivant X et Y

On conclut que l'effort tranchant est important dans la base du bâtiment et diminue avec augmentation de niveau d'étage.

IV.11.11 Déterminations des moments par niveau suivant X et Y

Les résultats présentés dans la figure IV-11

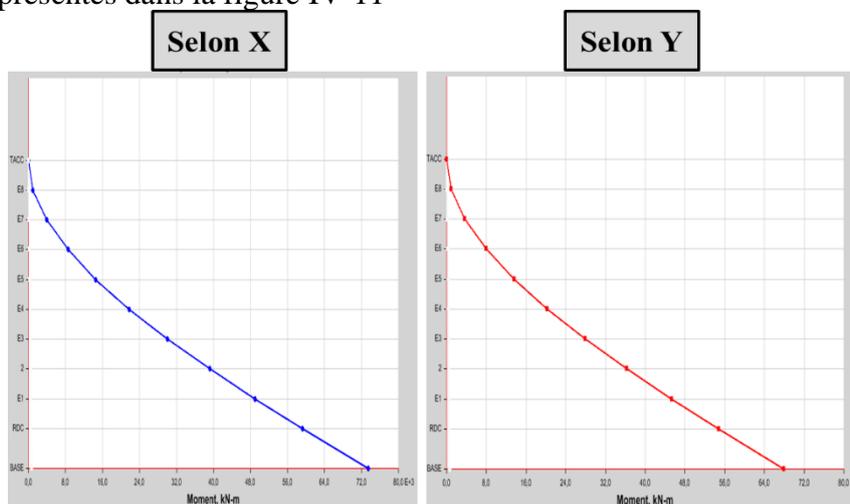


Figure IV-11: déterminations des moments par niveau suivant x et y

Selon la figure, on observe que le moment est important à la base du bâtiment par contre avec l'augmentation d'étage on remarque la diminution de moment jusqu'à avoir un moment nul pour le dernier étage.

IV.12 Vérification de l'excentricité

Les résultats sont résumés dans tableau suivant

Tableau 58: La vérification de l'excentricité

XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	Lx	Ly	Ex /Lx	Ey /Ly
14,7715	13,7586	15,3848	14,0196	-0.6098	-0.2610	30,71	31,01	-0.0198	-0.0084
16,4749	13,536	16,4339	14,2975	0.0410	-0.7615	30,71	31,01	0.0013	-0.0245
16,3589	13,6509	16,5623	14,3853	-0.2034	-0.7344	30,71	31,01	-0.0062	-0.0239
16,3496	13,66	16,6861	14,4392	-0.3365	-0.7792	30,71	31,01	-0.0109	-0.0251
16,2357	13,578	16,802	14,5108	-0.5663	-0.9292	30,71	31,01	-0.0184	-0.0299
16,2197	13,5861	16,8964	14,6003	-0.6767	-1.0142	30,71	31,01	-0.0220	-0.0327
16,2179	13,6194	16,9834	14,7396	-0.7655	-1.3187	30,71	31,01	-0.0249	-0.0425
16,2008	13,6274	17,0304	14,9461	-0.8296	-1.3187	30,71	31,01	-0.0270	-0.0425
16,1823	13,6359	17,063	15,2623	-0.8807	-1.6264	30,71	31,01	-0.0286	-0.0524
15,9373	13,4173	17,1851	15,6085	-1.2478	-2.1912	30,71	31,01	-0.0406	-0.0706

IV.13 Justification de l'interaction (voile-portique)

Pour une utilisation optimale des voiles et des portiques le **RPA99 (article 3.4.4.a)** exige que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement leur rigidités relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre outre des sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

IV.13.1 Vérification sous charges verticales

Pourcentage des charges verticales reprise par les voiles $\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{voile} + \Sigma F_{portique}} \leq 20\%$

Pourcentage des charges verticales reprise par portique $\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{voile} + \Sigma F_{portique}} \geq 80\%$

Les résultats de l'interaction présentée dans tableau suivant :

Tableau 59: Les résultats de l'interaction verticale.

Niveaux	Portique	voile	Portique %	Voile%
Terrasse	-2208,2878	-537,8464	0,8041442	0,1958558
E8	-8445,3682	-2150,2363	0,7970634	0,2029366
E7	-14312,533	-3827,6231	0,7889972	0,2110028
E6	-20293,9362	-5637,3621	0,7826039	0,2173961
E5	-26418,1542	-7307,6581	0,7833215	0,2166785
E4	-33282,2563	-8417,6691	0,7981371	0,2018629
E3	-39870,8698	-9780,7525	0,8030124	0,1969876
E2	-47226,564	-10577,2546	0,8170146	0,1829854
E1	-54254,6691	-11700,3966	0,8226005	0,1773995
RDC	-62994,1249	-12261,8294	0,837065	0,162935

IV.13.2 Vérification sous charges horizontales

Pourcentage des charges verticales reprise par les voiles $\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{voile} + \Sigma F_{portique}} \leq 75\%$

Pourcentage des charges verticales reprise par portique $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{voile} + \sum F_{voile}} \geq 25\%$

Les résultats de l'interaction résumée dans tableau IV-5:

Tableau 60: Vérification l'interaction horizontale

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)
terrasse	258.4439	12.2117	95.48	4.51	243,6196	10,4806	95.87	4.12
E8	728.0004	160.224	81.96	18.04	694,6245	202,7528	77.40	22.59
E7	797.1136	479.475	62.44	37.55	771,9516	583,7599	56.94	43.06
E6	1162.393	503.196	69.78	30.21	1169,7902	618,0054	65.43	34.56
E5	1185.479	815.265	59.25	40.74	1189,9607	957,6406	55.41	44.59
E4	1536.888	756.378	67.02	32.98	1596,7009	875,4161	64.58	35.41
E3	1485.367	1053.57	58.50	41.49	1543,0762	1187,0429	56.52	43.48
E2	1706.364	1046.53	61.97	38.02	1819,8115	1138,2406	61.52	38.48
E1	1652.603	1281.49	56.31	43.68	1796,2005	1331,9512	57.42	42.58
RDC	1323.091	1786.04	42.55	57.45	1363,889	1953,7947	41.11	58.89

En remarque que le système de contreventement voile-portique avec interaction est justifié

IV.14 Justification vis à vis des déplacements des niveaux

D'après le **RPA99 (article 4.4.3)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ RPA99(formule 4. -19)}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques Fi

R : Coefficient de comportement ($R = 5$)

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ RPA99(formule 4. -20)}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. **RPA99 (article 5.10)**

IV.15 Vérification des déplacements

Le tableau IV-6 résume les résultats de la vérification des déplacements. Nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

Tableau 61: la vérification des déplacements.

Étage	Hm	δeKx	δKx	ΔKx	1% h k	δeKy	δKy	ΔKy	1% h k
terrasse	3060	14,526	72,63	4,185	0,00136765	14,32	71,6	5,72	0,00186928
E8	3060	13,689	68,445	5,595	0,00182843	13,176	65,88	5,07	0,00165686
E7	3060	12,57	62,85	6,755	0,00220752	12,162	60,81	6,415	0,00209641
E6	3060	11,219	56,095	7,595	0,00248203	10,879	54,395	7,175	0,00234477
E5	3060	9,7	48,5	8,54	0,00279085	9,444	47,22	8,08	0,00264052
E4	3060	7,992	39,96	8,98	0,00293464	7,828	39,14	8,5	0,00277778
E3	3060	6,196	30,98	9,215	0,00301144	6,128	30,64	8,815	0,00288072
E2	3060	4,353	21,765	8,805	0,00287745	4,365	21,825	8,54	0,00279085
E1	3060	2,592	12,96	7,69	0,00251307	2,657	13,285	7,735	0,00252778
RDC	4080	1,054	5,27	5,27	0,00129167	1,11	5,55	5,55	0,00136029

IV.16 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit en chaque structure ou les éléments sujet à une charge axiale, l'importance de L'effet P- Δ est liée à :

- L'importance de la charge axiale P
- La rigidité ou les souplesses de la structure dans l'ensemble
- La souplesse des différents éléments de la structure

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_K \times h_k} \leq 0.10 \text{RPA99 (article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « K ». $P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$

V_K : Effort tranchant d'étage de niveau « K ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $(1/1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0.20$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau IV-7 . On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur l structure d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligée.

Tableau 62: L'effet P-Δ est un effet non linéaire.

Étage	h _k	P _k (kn)	Selon X			Selon Y		
			ΔK _x (m m)	V _{kx} (kn)	Θ _{kx} (mm)	ΔK _y (mm)	V _{ky} (kn)	Θ _{ky} (mm)
terrasse	3060	2537,4934	4,185	275,3035	0,01260571	5,72	298,9435	0.01586684
E8	3060	9459,1185	5,595	882,726	0,01959311	5,07	934,2679	0.01677513
E7	3060	15912,774	6,755	1369,8251	0,02564394	6,415	1463,736	0.02279074
E6	3060	22609,3516	7,595	1786,476	0,03141212	7,175	1920,0748	0.02761026
E5	3060	29289,0097	8,54	2152,1554	0,0379811	8,08	2317,9266	0.03336529
E4	3060	36144,5804	8,98	2463,409	0,04305877	8,5	2657,0716	0.03778657
E3	3060	42993,2922	9,215	2723,935	0,0475311	8,815	2943,4649	0.0420768
E2	3060	50037,424	8,805	2935,4248	0,0490492	8,54	3175,4242	0.04397741
E1	3060	57081,5559	7,69	3086,4509	0,04647735	7,735	3339,7116	0.04320418
RDC	4080	65252,6429	5,27	3162,7788	0,02664893	5,55	3422,6521	0.02593392

IV.16.1 Vérification de l'effort normal réduit

La vérification de l'effort normal réduit a pour but d'éviter ou limiter le risque rupture fragile sous sollicitations d'ensembles due au séisme l'effort de compression normal de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Articl7.1.3.3)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : Section brute du poteau.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton à 28 jours

Les résultats son résumés dans le tableau IV-8. L'effort normal réduit est vérifié pour tous les poteaux de notre structure

Tableau 63: L'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (kN)	V	Observation
terrasse	0,14	-219.1957	-0.06262737	vérifier
E8	0,18	-443.2703	-0.09850451	vérifier
E7	0,18	-674.7706	-0.14994902	vérifier
E6	0,225	-910.565	-0.16187822	vérifier
E5	0,225	-1147.1191	-0.20393228	vérifier
E4	0,275	-1389.4833	-0.20210666	vérifier
E3	0,275	-1633.0589	-0.23753585	vérifier
E2	0,33	-1883.3944	-0.22829023	vérifier
E1	0,33	-2140.0103	-0.25939519	vérifier
RDC	0,39	-2420.3754	-0.24824363	vérifier

IV.17 Conclusion

L'étude dynamique nous a permis de déterminer les valeurs propres du bâtiment, lors de l'étude de notre structure nous avons rencontré plusieurs difficultés dans la disposition des voiles due : La présence de plusieurs ouvertures, l'irrégularité en élévation

Ce qui nous a mené à augmenter les sections des poteaux et les poutres afin d'aboutir à un comportement à des résultats satisfaisants. Les dimensions déficientes des éléments structuraux sont montre dans le tableau IV-9

Tableau 64: Les dimensions déficientes des éléments structuraux

Niveaux	RDC	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	TI
Poteaux (cm ²)	65×60	60× 55		55× 50		50× 45		45× 40		40×35
Voiles (cm)	20							15		
P.P (cm ²)	45× 35									
P.S (cm ²)	40× 35									

Chapitre V :

Etudes des éléments structuraux

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

V.1 Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage, ces éléments sont constitués des poteaux – poutres) et des voiles.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure, Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS.V16** dans l'ordre suivant :

- $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- $G + Q$(2)
- $G + Q \pm E$(3)
- $0.8 G \pm E$(4)

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : $N^{max} \rightarrow M^{coresspondant}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant : $N^{min} \rightarrow M^{coresspondant}$
- Moment maximum et effort normal correspondant : $M^{max} \rightarrow N^{coresspondant}$

V.2.1 Recommandations du RPA99/2003

V.2.1.1 Les armatures longitudinales (Article 7.4.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets (Zone IIa)

$$A_{min} = 0.8\% \text{ de la section du béton}$$

- $A_{max} = 4\%$ de la section du béton (Zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section du béton (Zone de recouvrement).
- Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont

$$\text{données par } l' \text{ et } h' \begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} h_e: \text{ hauteur d'étage} \\ b_1, h_1: \text{ la section de poteau considéré} \end{cases}$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** pour la structure étudiée sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 65: Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99

Niveau	Section du poteau	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	65x60	31,2	156	234
1+2 ^{ème} étage	60x55	26,4	132	198
3+4 ^{ème} étage	55x50	22	110	165
5+6 ^{ème} étage	50x45	18	90	135
7+8 ^{ème} étage	45x40	14,4	72	108
TI	40x35	11,2	56	84

V.2.1.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- V_u : L'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- t: espacement entre les armatures transversales telque:
 - $t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{zone nodale} \rightarrow \text{zone IIa}$
 - $t' \leq 15 \phi_1 \rightarrow \text{zone courante} \rightarrow \text{zone IIa}$
- ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales
- ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant
 - $\rho = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
 - $\rho = 3,75$ si $\lambda_g < 5$, λ_g (élancement géométrique)

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\%(h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler les valeurs limites si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

V.2.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS.V16, les résultats sont récapitulés dans le tableau :

Tableau 66: Les sollicitations sur les poteaux non associés aux voiles.

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{coresspondant}$		$N^{min} \rightarrow M^{coresspondant}$		$M^{max} \rightarrow N^{coresspondant}$		V_{max} (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	-2420.37	9.4751	-83.0061	5.8875	-43.1577	-2247.951	17.6549
1+2 ^{eme} étage	-2140.01	30.837	-604.629	11.7445	65.8731	-1742.292	45.9385
3+4 ^{eme} étage	-1633.06	6.8115	-414.261	15.9971	73.6247	-1230.5223	50.3411
5+6 ^{eme} étage	-1147.12	6.7317	-237.555	17.982	75.4961	-737.4186	51.0464
7+8 ^{eme} étage	-674.771	5.9204	-71.9694	22.7837	76.7178	-248.821	55.9815
TI	-219.196	28.6175	-39.7906	-8.9606	29.1379	-194.4524	20.9838

Remarque : Pour les poteaux associés au voile leurs sollicitations sont résumés dans le tableau suivants :

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{coresspondant}$		$N^{min} \rightarrow M^{coresspondant}$		$M^{max} \rightarrow N^{coresspondant}$		V_{max} (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	-2306,055	-75,2892	843,8988	22,6364	138,5436	-965,2233	104,7493
1+2 ^{eme} étage	-1624,13	3,2302	412,7906	15,1541	-101,527	-758,5283	85,4562
3+4 ^{eme} étage	-1173,43	-7,9006	72,9426	18,8894	78,1581	-357,4098	75,7573
5+6 ^{eme} étage	-761,988	-7,573	35,6463	9,544	-54,9301	-238,1181	57,1117
7+8 ^{eme} étage	-452,956	-9,0297	66,7688	6,7277	-39,1392	-259,738	42,2768
TI	-144,351	-13,5586	30,1289	-6,772	-25,5398	-53,3344	-18,7661

Tableau 67 Les sollicitations des poteaux associer aux voiles.

V.2.3 Calcul du ferrailage

V.2.3.1 Ferrailage longitudinale :

Dans notre cas on a une fissuration peu nuisible ($\epsilon=3$ cm), Le calcul se fait à la flexion composée.

V.2.3.1.1 Exemple de calcul : (poteau de RDC) ELU

Soit : $N^{min} = 83.0061\text{KN}$, $M^{corr} = 5.8875 \text{ KM. m}$, $b = 60 \text{ cm}$, $h = 65 \text{ cm}$, $d = 62\text{cm}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.001 < \frac{h}{2} = 0.325 \Rightarrow$ le centre de pression est A l'intérieure de la section

- Section partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua}

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 706.3 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.216 \quad u_{bu} < u_l \Rightarrow A' = 0$$

$$u_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.307$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.544m ; f_{st} = f_e/\gamma_s$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 3.73cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -6.48m^2/ml$$

Le tableau résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

Tableau 68: les résultats de ferrailage des poteaux.

niveaux		Section	Type	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min}	A _{adop}	Choix des barres
RDC	N.associe	65 × 60	SPC	0	1.12	31,2	37.70	12HA20
	associe		SET	9.58	11.5	31,2	44.77	4HA25+8HA20
1+2^{eme} étage	N.associe	60 × 55	SPC	0	9.46	26,4	32.70	12HA20
	associe		SET	4.46	5.86	26,4	35.72	4HA25+8HA16
3+4^{eme} étage	N.associe	55 × 50	SPC	0	5.95	22	24.13	12HA16
	associe		SPC	0	5.45	22	24.13	12HA16
5+6^{eme} étage	N.associe	50 × 45	SPC	0	2.79	18	20.36	4HA16+8HA14
	associe		SPC	0	3.02	18	20.36	4HA16+8HA14
7+8^{eme} étage	N.associe	45 × 40	SPC	0	0.58	14,4	15.21	4HA14+8HA12
	associe		SPC	0	2.02	14,4	15.21	4HA14+8HA12
TI	N.associe	40 × 35	SPC	0	0.11	11,2	15.21	4HA14+8HA12
	associe		SPC	0	1.05	11,2	15.21	4HA14+8HA12

V.2.3.2 Ferrailage transversale :

V.2.3.2.1 Exemple de calcul

On prend pour le poteau de RDC (65* 60) cm² A_{adopté} = 12HA20 = 37.70cm²

Donc $\phi_l^{min} = 2 \text{ cm}$

Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ tel que } l_0 = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 3.63}{0.65} = 4.33 \Rightarrow \rho = 3.75$$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \times 66,5596 \times 10^{-3} \times 0,15}{65 \times 400} \times 10^2 = 0,43cm^2$$

V.2.3.2.2 Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l^{min}; 15cm) = \text{Min}(20 ; 15) \Rightarrow t=15cm$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15cm$

V.2.3.2.3 La quantité d'armature minimale

On a $3 < \lambda_g = 3.9 < 5$,

(5-3) → 0.3% – 0.8%

(5-3.9) → 0.3% – x , At_{min} = 0.575%(t × b)

V.2.3.2.4 Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_l^{max} \Rightarrow L_r = 80cm$$

Ferraillages transversaux des poteaux sont présentés dans le tableau suivant

Tableau 69: Ferrailage transversales des poteaux non associé.

Niveaux	RDC	1+2 ^{eme} étage	3+4 ^{eme} étage	5+6 ^{eme} étage	7+8 ^{eme} étage	TI
Section	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35
$\varnothing_t^{min}(cm)$	2	2	1.6	1.4	1.2	1.2
$l_0(cm)$	3.63	2.61	2.61	2.61	2.61	2.61
$l_f(cm)$	2.541	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827
λ_g	3.90	3.322	3.654	4.06	4.56	5.22
V(KN)	17.6549	45.3985	50.3411	51.0464	55.3915	20.9838
$t_{zone\ nodal}$	15	15	15	15	15	15
$t_{zone\ courante}$	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
L_r	80	80	64	64	56	56
$A_t(cm^2)$	0.43	2,25	2.23	1.89	1.60	0.83
$A_t^{min}(cm^2)$	5.17	5.93	4.77	3.61	2.46	1.28
$A_t^{adop}(cm^2)$	6.22	6.22	5.72	5.72	5.72	5.72
Nombre des cadres	8HA8+ 6HA10	8HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10

Tableau 70 Ferrailage transversale des poteaux associe

Niveaux	RDC	1+2 ^{eme} étage	3+4 ^{eme} étage	5+6 ^{eme} étage	7+8 ^{eme} étage	TI
Section	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35
$\varnothing_t^{min}(cm)$	2	2	1.6	1.4	1.2	1.2
$l_0(cm)$	3.63	2.61	2.61	2.61	2.61	2.61
$l_f(cm)$	2.541	1.827	1.827	1.827	1.827	1.827
λ_g	4.39	3.57	3.89	4.28	4.75	5.35
V(KN)	104.75	85.456	75.757	57.112	42.2768	18.766
$t_{zone\ nodal}$	15	15	15	15	15	15
$t_{zone\ courante}$	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
L_r	100	100	64	64	56	56
$A_t(cm^2)$	2.26	2.01	1.94	1.61	1.48	0.44
$A_t^{min}(cm^2)$	5.17	5.93	4.77	3.61	2.46	1.28
$A_t^{adop}(cm^2)$	6.22	6.22	5.72	5.72	5.72	5.72
Nombre des cadres	8HA8+ 6HA10	8HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10	2HA8+ 6HA10

V.2.4 Les vérifications nécessaires

V.2.4.1 Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art B.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. La relation à vérifier est la suivante :

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

La vérification de flambement va se faire de la même manière que l'exemple que nous avons exposé dans le chapitre 2.

Tableau 71: La vérification de flambement

Niveau	Section (cm ²)		ι	λ	α	Br > Br ^{cal}		Observ
						Br (m ²)	Br ^{cal} (m ²)	
RDC	N.ASS	65 × 60	0.173	14.68	0.822	0.365	0.132	Vérifiée
	ASS		0.173	14.68	0.822			
1+2 ^{eme}	N.ASS	60 × 55	0.158	11.56	0.832	0.307	0.115	Vérifiée
	ASS		0.158	11.56	0.832			
3+4 ^{eme}	N.ASS	55 × 50	0.144	12.68	0.828	0.254	0.088	Vérifiée
	ASS		0.144	12.68	0.828			
5+6 ^{eme}	N.ASS	50 × 45	0.129	14.16	0.825	0.206	0.062	Vérifiée
	ASS		0.129	14.16	0.825			
7+8 ^{eme}	N.ASS	45 × 40	0.115	15.88	0.820	0.163	0.037	Vérifiée
	ASS		0.115	15.88	0.820			
TI	N.ASS	40 × 35	0.101	18.08	0.814	0.125	0.0130	Vérifiée
	ASS		0.101	18.08	0.814			

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc pas de risque de flambement.

V.2.4.2 Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section (Tableau V-6).

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad \text{tel que:}$$

$$\sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $s = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2 ;$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

Tableau 72: la vérification de la contrainte dans le béton pour les poteaux non associe.

Niveau	RDC	1+2 ^{eme} étage	3+4 ^{eme} étage	5+6 ^{eme} étage	7+8 ^{eme} étage	TI
Section (cm ²)	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35
S (m ²)	0.43	0.37	0.25	0.24	0.19	0.16
V (cm)	34.67	32.26	29.47	26.90	24.09	21.75
V' (cm)	30.33	27.74	25.53	23.10	20.91	18.25
I _{yy'} (m ⁴)	0.0165	0.0123	0.0085	0.0058	0.0037	0.0024
N _{ser} (kN)	1736,885	1536,3181	1170,490	823,5424	487,3944	171,0712
M _{ser} (kN.m)	11,0157	31,1061	35,7616	37,3997	38,0723	21,1733

M_{serG} (kN.m)	48.71	65.82	58.82	53.05	45.678	24.167
σ_{bc1} (MPa)	5.06	4.9	6.7	5.16	5.04	3.26
σ_{bc2} (MPa)	4.94	5.63	5,75	5.54	5.14	2.9
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 73 la vérification de la contrainte dans le béton pour les poteaux associe

Niveau	RDC	1+2 ^{eme} étage	3+4 ^{eme} étage	5+6 ^{eme} étage	7+8 ^{eme} étage	TI
Section (cm ²)	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35
S (m ²)	0.43	0.37	0.25	0.24	0.19	0.16
V (cm)	32.5	30	24.61	22.23	20.96	18.38
V' (cm)	32.5	30	30.39	27.77	24.04	21.62
$I_{yy'}$ (m ⁴)	0.0179	0.0129	0.0096	0.0067	0.0048	0.0031
N_{ser} (kN)	1396,93	1180,17	852,7012	553,884	329,624	105,5416
$M_{se r}$ (kN.m)	6,4266	2,3888	5,7357	5,5023	6,5522	9,8699
M_{serG} (kN.m)	6,4266	2,3888	18.9	9.84	1.47	8.16
σ_{bc1} (MPa)	3.36	3.25	3.89	2.96	1.798	2.82
σ_{bc2} (MPa)	3.36	3.25	4.02	3.12	1.981	3.09
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

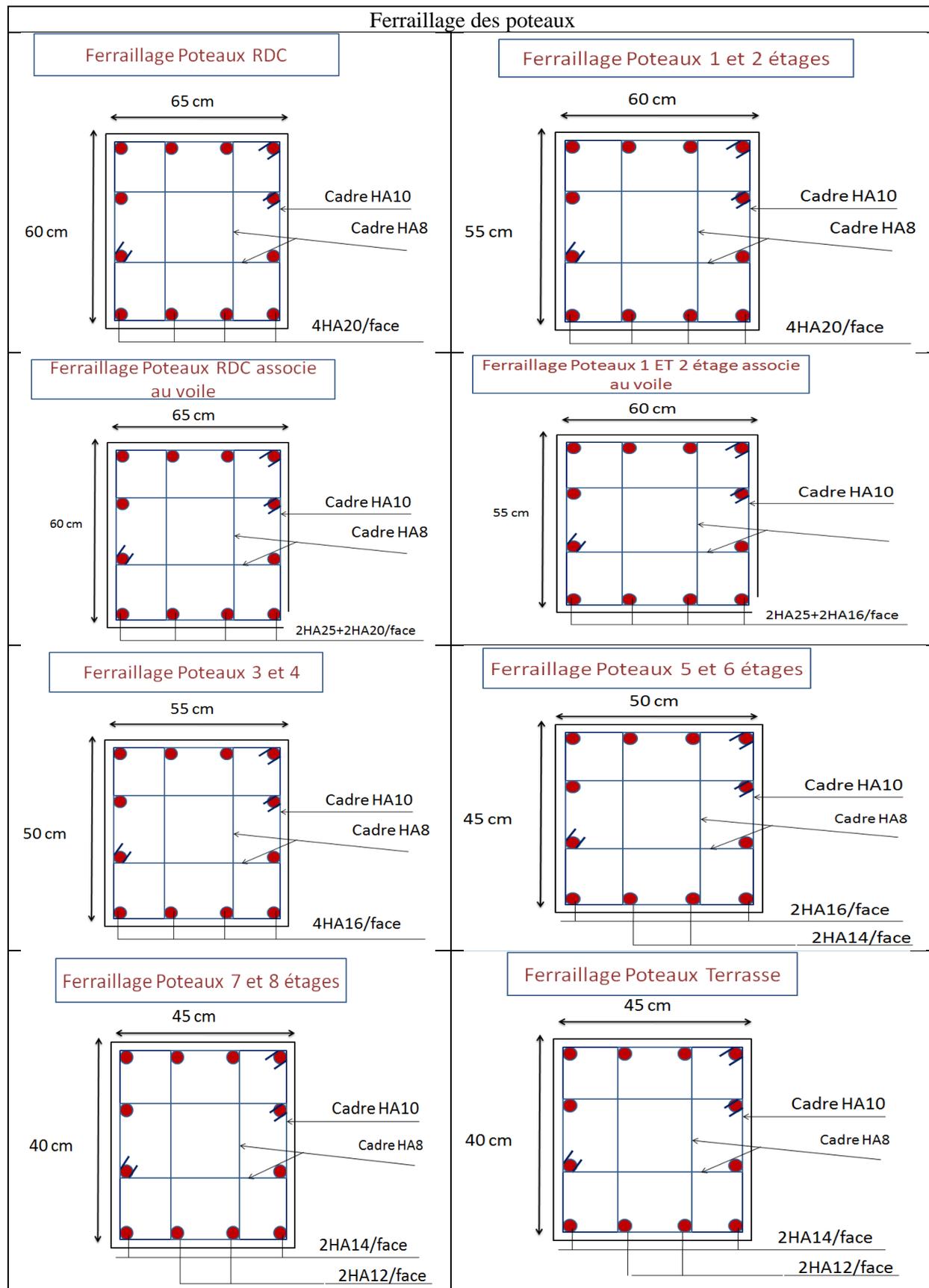
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}, \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 74: Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	b	d(m)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
RDC	65 × 60	2.541	3.90	0.075	0.6	0.62	17.6549	0.178	1.875	Vérifiée
1+2 ^{eme}	60 × 55	1.827	3.32	0.075	0.55	0.57	45.9385	0.306	1.875	Vérifiée
3+4 ^{eme}	55 × 50	1.827	3.65	0.075	0.50	0.52	50.3411	0.336	1.875	Vérifiée
5+6 ^{eme}	50 × 45	1.827	4.06	0.075	0.45	0.47	51.0464	0.317	1.875	Vérifiée
7+8 ^{eme}	45 × 40	1.827	4.56	0.075	0.4	0.42	55.9815	0.304	1.875	vérifiée
TI	40 × 35	1.827	5.22	0.04	0.35	0.37	20.9838	0.273	1	vérifiée

V.2.5 Schéma de ferrailage des poteaux

Ferrailage des poteaux



V.3 Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (moment fléchissant et effort tranchant), les combinaisons les plus défavorables données par RPA99

V.3.1 Recommandations du RPA99v2003

V.3.1.1 Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa. Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

V.3.1.2 Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
Avec (St) espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Sollicitations et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS avec leurs signes

Tableau 75:Sollicitations des poutres

	Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
		ELU/ELA		ELS		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Etagé courant	P. Principale	125,1561	-138,8232	40,1546	-65,2962	-118,4508
	P.Secondaire	54,4382	-107,8367	12,5872	-77,0913	-61,9432
Terrasse accessible	P. Principale	60,5999	-98,1548	44,0731	-60,8606	75,811
	P.Secondaire	31,1698	-94,6253	21,7416	-68,7788	-54,7281
Terrasse inaccessible	P. Principale	65,6326	-61,3244	48,009	-44,8373	74,7326
	P.Secondaire	20,2536	-34,147	7,5067	-14,9255	-21,668

Remarque : Pour les poutres associées au voile leurs ferrailage se fait à ELA (accidentelle) en cas particulier, leurs résultats sans résumé dans te tableau V-9:

Tableau 76: Ferrailage des poutres associé au voile

	Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
		ELA		ELS		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Etage courant	P.P. Asso au voile	243.1433	-240.911	27.2406	-48.8573	348.3217
	P.S. Asso au voile	201.9143	-203.4687	29.4972	-44.5597	366.7639

V.3.3 Calcul du ferrailage :

V.3.3.1 Armature longitudinale :

Le ferrailage des armatures longitudinales présenté dans tableau V-10

Tableau 77: ferrailage des armatures longitudinales.

			M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} /BAE	A _{min} /RPA (cm ²)	A _{adop} (Cm ²)
Etage courant	P. P	Travée	125,1561	7.74	1.77	7.87	3HA14= 4.62
		Appui	138.8232	7.56	1.77	7.87	3HA14+2HA16 = 8.64
	P.P.A.V	Travée	243.1433	15.14	1.77	7.87	3HA16+3HA20 = 15.45
		Appui	240.911	15.39	1.77	7.87	3HA16+3HA20 = 15.45
	P.S	Travée	54,4382	3.78	1,56	7	3HA14= 4.62
		Appui	107,8367	7.59	1,56	7	5HA14= 7.70
	P.S.A.V	Travée	201,9143	14.84	1,56	7	3HA16+3HA20 = 15.45
		Appui	203,4687	15.35	1,56	7	3HA16+3HA20 = 15.45
Terrasse accessible	P. P	Travée	60,5999	3.89	1.77	7.87	5HA12= 5.65
		Appui	98,1548	6.08	1.77	7.87	6HA14= 9.24
	P.S	Travée	31,1698	2.14	1.56	7	5HA14= 7.70
		Appui	94,6253	6.77	1.56	7	5HA14= 7.70
Terrasse inaccessible	P. P	Travée	65,6326	4.01	1.77	7.87	3HA14+3HA12 = 8.01
		Appui	61,3244	3.74	1.77	7.87	3HA14+3HA12 = 8.01
	P.S	Travée	20,2536	1.38	1.56	7	3HA14+3HA12 = 8.01
		Appui	34,147	2.35	1.56	7	3HA14+3HA12 = 8.01

V.3.3.2 Les armatures transversales :

Calcul de Φ_t: Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et

secondaires est donné par : $\phi \leq \min \left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$

$$\begin{cases} P_p = \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{35}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \\ P_s = \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier) de HA10 pour toutes les poutres.

- Calcul des espacements des armatures transversales : $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\begin{cases} \text{En zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Leftrightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ P_s \Leftrightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

V.3.4 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Vérification des Pourcentages maximal des armatures longitudinales :

$$\begin{cases} \text{zone courante : } \begin{cases} P_p: A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \\ P_s: A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \end{cases} \\ \text{zone de recouvrement : } \begin{cases} P_p: A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94,5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \\ P_s: A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \end{cases} \end{cases}$$

Les longueurs de recouvrement :

On a : $L_r > 40\phi$ en zone IIa $\rightarrow L_r > 40\phi$

$$\begin{cases} \phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 \rightarrow L_r = 80 \text{ cm} \\ \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm} \\ \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 14 \rightarrow L_r = 56 \text{ cm} \\ \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \times 12 \rightarrow L_r = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

V.3.5 Vérification à l'ELU :

V.3.5.1 Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \begin{cases} P_p: A^{\min} = 1.77 \text{ cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \\ P_s: A^{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.5.2 Contrainte tangentielle maximale : Il faut vérifier que

$$\begin{aligned} \text{FN} \Rightarrow \tau_u &= \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPA}\right) \\ &\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \mathbf{2,5 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

Tableau 78: Vérification de la contrainte tangentielle maximal

Niveau	Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Etage courant	P. Principale	118,4508	0.71	2.5	Vérifié
	P. P. Ass au voile	348.3217	2.07	2.5	Vérifié
	P. Secondaire	61,9432	0.47	2.5	Vérifié
	P. S. Ass au voile	366.7639	2.39	2.5	Vérifié
Terrasse accessible	P. Principale	75.811	0.33	2.5	Vérifié
	P. Secondaire	54.7281	0.42	2.5	Vérifié
Terrasse inaccessible	P. Principale	74.7326	0.44	2.5	Vérifié
	P. Secondaire	21.668	0.16	2.5	Vérifié

V.3.5.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appui de rive: } A_l \geq A_l^{rive} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \\ \text{Appui intermédiaire: } A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91(ArH. 6. 2)}$$

Tableau 79: Contrainte tangentielle maximale.

Niveau	Poutres	$V^{max}(kn)$	$M_a(kn.m)$	$A_l(cm^2)$	$A_l^{riv}(cm)$	$A_l^{int}(cm^2)$	Observation
Etage courant	P. Principale	118,4508	-138.8232	8.64	3.04	-4.8	Vérifié
	P. P. Ass au voile	348.3217	-240.911	15.45	7.19	-6.30	Vérifié
	P. Secondaire	61,9432	-107.8367	7.7	1.2	-4.16	Vérifié
	P. S. Ass au voile	366.7639	-203.4687	15.45	7.31	-4.98	Vérifié
Terrasse accessible	P. Principale	75.811	-98,1548	9.24	2.63	-3.68	Vérifié
	P. Secondaire	54.7281	-94,6253	7.70	1.11	-2.76	Vérifié
Terrasse inaccessible	P. Principale	74.7326	-61,3244	8.01	2.24	-2.12	Vérifié
	P. Secondaire	21.668	-34,147	8.01	0.82	-2.18	Vérifié

V.3.6 Vérification à l'ELS :

V.3.6.1 État limite de compression du béton et état limite de fissuration :

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad \text{Et } I = \frac{bxy^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 0$$

$$\text{Tel que: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \\ \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa \end{array} \right.$$

Niveau	poutre	position	Ms(KN.m)	As(cm ²)	Y(Cm)	I(Cm ⁴)	Contraintes		Obs $\sigma_{st}(MPa)$	Contraintes $\bar{\sigma}_{st}(MPa)$
							$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$		
E.C	P.P	Trav	40.1546	4.62	13.16	130323	4.05	15	133.26	201.63
		App	-65.2962	8.64	14.31	133556	5.72		146.95	
	P.P.A.V	Trav	27.2406	15.45	17.25	17015076	2.21	15	48.53	201.63
		App	-48.8573	15.45	17.25	17015076	3.96		87.05	
	P.S	Trav	12.5872	4.62	10.28	62152	2.08	15	81.10	201.63
		App	-77.0913	7.70	12.67	92099	10.60		188.71	
	P.S.A.V	Trav	29.4972	15.45	16.48	16483312	3.25	15	60.58	201.63
		App	-44.5597	14.45	16.48	16483312	4.91	15	91.45	
T.A	P.P	Trav	44.0731	5.65	13.94	99110	5.06	15	199.05	201.63
		App	-60.8606	9.24	14.7	145247	5.84		176.36	
	P.S	Trav	21.7416	7.70	12.67	92099	2.99	15	86.15	201.63
		App	-68.7788	7.70	12.67	92099	4.53		130.48	
T.I	P.P	Trav	48.009	8.01	13.16	130323	4.84	15	159.35	201.63
		App	-44.8373	8.01	13.16	130323	4.52		148.79	
	P.S	Trav	7.5067	8.01	12.87	94829	1.03	15	96.97	201.63
		App	-14.9255	8.01	12.87	94829	2.03		29.03	

Tableau 80:État limite de compression du béton

V.3.6.2 État limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si les conditions

suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \text{ Tel que : } Q_{EC} = Q_{TA} = 1.5 \text{ KN/m}^2, Q_{TI} = 1 \text{ KN/m}^2$$

;

$$G_{EC} = 4.46 \text{ KN/m}^2, G_{TA} = 5.36 \text{ KN/m}^2 \text{ et } G_{TI} = 5.48 \text{ KN/m}^2$$

On a : $M_0 = \frac{(G_0 + G_1 + Q_1) \times l^2}{8}$ tel que: $G_0 = 0.65 \times 25 = 16.25 \text{ KN/ml}$;

$G_1 = (L_1 + L_2) \times G$; $Q_1 = (L_1 + L_2) \times Q$

Tableau 81:L'évaluation de la flèche

Niveau	Poutres	h(cm)	b(cm)	L(m)	As(m ²)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obs
E.C	P.P	45	35	4.8	4.62	0.094 > 0.062	0.094 > 0.031	0.0031 < 0.011	Vérfié

	P.P.A. V	45	35	4.2	15.45	0.107>0.062	0.109>0.028	0.0098<0.011	Vérifié
	P. S	40	35	4.9	4.62	0.082>0.062	0.082>0.027	0.0035<0.011	Vérifié
	P.S. A.V	40	35	3.71	15.45	0.108>0.062	0.112>0.043	0.0108<0.011	Vérifié
T.A	P. P	45	35	4.8	5.65	0.094>0.062	0.094>0.029	0.0038<0.011	Vérifié
	P. S	40	35	4.9	7.70	0.082>0.062	0.082>0.032	0.0059<0.011	Vérifié
T.I	P. P	45	35	4.8	8.01	0.094>0.062	0.094>0.045	0.0054<0.011	Vérifié
	P. S	40	35	4.9	8.01	0.082>0.062	0.082>0.038	0.0062<0.011	Vérifié

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

V.3.6.2.1 Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$

M_w : moment résistant à gauche du nœud considéré

M_e : moment résistant à droit du nœud considéré

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré

M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré

- Détermination du moment résistant dans les poteaux :

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
- de la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z + A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec} \quad z = 0.9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau 82: Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	65 × 60	65	55.8	12.57	280.56
1+2^{ème} étage	60 × 55	60	51.3	12.57	257.9
3+4^{ème} étage	55 × 50	55	46.8	8.04	150.50
5+6^{ème} étage	50 × 45	50	42.3	7.01	118.61
7+8^{ème} étage	45 × 40	45	37.8	5.34	80.74
TI	40 × 35	40	33.3	5.4	71.93

V.3.6.2.2 Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux. On effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau

Tableau 83: la poutre principale

niveaux	Localisation	H(m)	d(m)	A_s	M_R
Etage courant	Travée	40	37	4 .62	60.77
	appui			7.70	102.56
Terrasse accessible	travée			7.70	102.56
	appui			7.70	102.52
Terrasse inaccessible	travée			8 .01	106.69
	appui			8.01	106.69

Tableau 84: La poutre secondaire

niveaux	Localisation	H(m)	d(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_R(\text{KN ,m})$
Etage courant	Travée	45	42	4 .62	60.77
	appui			8 .64	113.65
Terrasse accessible	travée			5.65	74.32
	appui			9.24	139.71
Terrasse inaccessible	travée			8 .01	105,36
	appui			8.01	121 ,11

Tableau 85:La vérification de la zone nodale PP

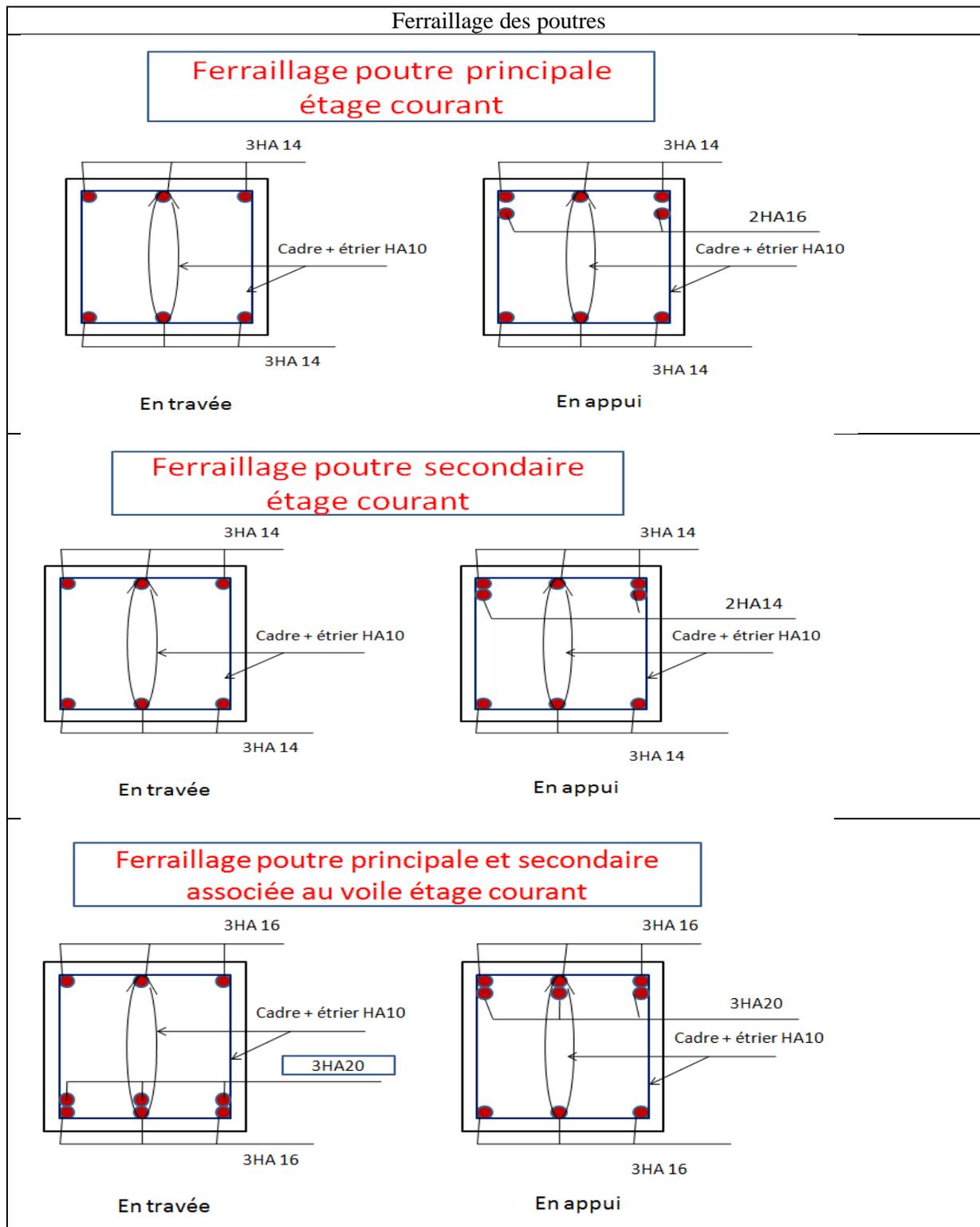
niveau	M_n	M_s	M_{s+} M_n	M_W	M_E	$1.25(M_W + M_E)$
RDC	280.5	280.5	561	60.77	113.65	218.02
1+2^{ème} étage	257.9	280.5	538.4	60.77	113.65	218.02
3+4^{ème} étage	150.5	257 .9	408 .4	60.77	113.65	218.02
5+6^{ème} étage	118.61	150.5	269 .11	60.77	113.65	218.02
7+8^{ème} étage	80.74	118 .61	199.35	74.32	139.71	267.53
TI	0	80.74	80.74	105 .36	121.11	283.07

Tableau 86: La vérification de la zone nodale PS

niveau	M_n	M_s	M_{s+} M_n	M_W	M_E	$1.25(M_W + M_E)$
RDC	280.5	280.5	561	61.54	102.56	205 .125
1+2^{ème} étage	257.9	280 ?5	538.4	61.54	102.56	205 .125
3+4^{ème} étage	150.5	257 .9	408 .4	61.54	102.56	205 .125
5+6^{ème} étage	118.61	150.5	269 .11	61.54	102.56	205 .125
7+8^{ème} étage	80.74	118 .61	199.35	102.56	256.40	256 .40
TI	0	80.74	80.74	106.69	106 .69	266.725

Commentaire : les vérifications des zones nodales sont vérifiées dans tous les niveaux sauf dans les deux derniers niveaux, selon RPA99 la vérification est facultative pour les deux derniers niveaux

V.3.7 Schéma de ferrailage



V.4 Etude des voiles :

V.4.1 Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion ;
- Rupture en flexion par effort tranchant ;
- Rupture par écrasement ou traction du béton ;

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les couples de sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q ; \quad 2). G + Q \pm E ; \quad 3). 0.8G \pm E.$$

V.4.2 Recommandations du RPA99

V.4.2.1 Aciers verticaux :

- Les voiles reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$\Rightarrow A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{Avec} \begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue} \\ e : \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.2.2 Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 30° ayant une longueur de 10Φ.

V.4.2.3 Règles communes (armature verticales et horizontales)

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h \text{ dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5 * e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
- 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.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1.4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2.4 Détermination des longueurs (tendues et comprimées) :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V \quad \text{Tel que : } l_c = L - 2l_t \quad \text{avec } l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} \times \sigma_{\max}}$$

Avec : $\begin{cases} l_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \end{cases}$

V.4.3 Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ETABS V.16, ils sont regroupés dans le tableau ci-dessous, tel que les résultats sont pris avec signe de logiciel.

voiles		$N_{Max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{Min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{Max} \rightarrow N_{cor}$		V
		KN	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN	KN
Vx1	e = 20	-811,022	-374,108	105,5858	293,459	660,5677	-218,611	-257,188
	e = 15	-172,6446	-2,2433	-8,6791	84,3608	122,7294	-37,1817	-67,3848
Vx2	e = 20	-866,5398	-408,011	-4,3916	332,3638	686,2874	-373,722	268,8477
	e = 15	-199,9012	-133,416	-28,6956	116,2353	168,9715	-127,415	-98,0308
Vx3	e = 20	-1494,0305	-890,267	-220,624	248,073	926,0846	-576,924	284,2875
	e = 15	-467,4392	-100,874	-28,0005	103,5009	200,335	-264,296	-93,8018
Vx4	e = 20	-1639,3869	-869,592	-229,141	219,6245	905,56	-613,006	272,8441
	e = 15	-508,2546	-62,2875	-31,0423	23,6209	-180,632	-487,599	83,0426
Vx5	e = 20	-1486,9421	-797,019	-216,557	158,9482	824,4419	-662,449	246,7297
	e = 15	-457,7461	-63,6781	-15,7162	10,2073	-165,169	-437,091	75,9295
Vx6	e = 20	-1332,4876	-968,519	-99,1909	167,0095	982,0455	-479,242	-279,443
	e = 15	-366,1788	-63,8188	4,4673	52,8104	169,9171	-110,969	64,8597
Vx7	e = 20	-946,1912	-948,490	-22,4805	144,9229	1011,231	-347,548	286,632
	e = 15	-279,5356	-38,5815	24,5748	16,709	-172,067	-256,586	70,522
Vy1	e = 20	-1308,4366	-1528,374	290,6651	422,563	-1528,374	-1308,436	-478,1189
	e = 15	-266,4347	-184,7714	23,6942	147,5445	335,3581	-38,2647	-161,8717
Vy2	e = 20	-1216,0233	-528,6562	-874,915	-173,838	-528,6562	-1216,023	-188,6466
	e = 15	-341,7494	-102,1472	-2,7605	39,743	151,5834	-84,1595	-76,8049
Vy3	e = 20	-1354,9574	-682,835	-97,933	462,266	1093,5109	-408,4116	392,816
	e = 15	-321,44	-97,5451	-34,0847	36,869	-254,2364	-300,785	137,4579
Vy4	e = 20	-719,6354	-265,4317	-24,999	237,6811	-416,7122	-550,7065	-176,2292
	e = 15	-173,5009	-94,8607	6,2744	58,0693	107,6751	-68,964	-66,086
Vy5	e = 20	-1197,5611	-378,0172	446,9563	261,0793	-378,0172	-1197,561	156,4676
	e = 15	-189,9775	-92,963	15,9763	64,8375	107,8777	-39,4032	-65,5419
Vy6	e = 20	-1379,9775	-952,8548	-162,303	136,095	-952,8548	-1379,977	-300,3199
	e = 15	-385,3663	-88,0014	-13,0019	63,1311	169,1037	-166,9058	-79,9891

Vy7	e = 20	-963,7352	-9,4659	-197,926	20,2218	384,7641	-686,2897	173,0655
	e = 15	-346,0907	-14,1426	-32,899	55,128	-115,0941	-272,709	81,164
Vy8	e = 20	-940,1916	-74,4428	-135,692	110,7807	365,09	-491,8063	163,0993
	e = 15	-275,1677	-48,3324	-3,5227	9,5925	99,0481	-175,0858	94,9522
Vy9	e = 20	-945,7352	-514,611	-116,048	116,7866	-514,611	-945,7352	-188,622
	e = 15	-251,2001	-77,742	1,2653	69,2185	-148,2198	-236,2826	84,8145

V.4.4 Ferrailage

V.4.4.1 Selon Axe X

Le tableau montre le ferrailage des voiles

Tableau 87: le ferrailage des voiles selon XX.

Voile	Vx2		Vx4		Vx6	
	RDC AU E6	E7+E8+TI	RDC AU E6	E7+E8+TI	RDC AU E6	E7+E8+TI
Section (m ²)	0.2 × 1.3	0.15 × 1.3	0.2 × 1.8	0.15 × 1.8	0.2 × 2	0.15 × 2
N (KN)	373.722	28,6956	613.006	487.599	479,242	110.969
M (KN.m)	686,2874	116,2353	905.56	180.632	982,0455	169.9171
V (KN)	268,8477	98,0308	272,8441	83,0426	279,443	64,8597
Type de section	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC
σ_{max} (MPa)	12811.031	2904.559	7758.495	3026.961	8562.642	2069.067
σ_{min} (MPa)	-11565.298	-2610.241	-4352.906	-318.077	-6171.642	-1329.334
A (cm ²)	10.38	1.96	6,44	0	7.41	0.79
A^{min} (cm ²)	9	2.93	5.4	4.05	6	4,5
l_t (m)	0.617	0.615	0.647	0.172	0.837	0.782
l_c (m)	0.066	0.07	0.506	1.456	0.326	0.435
A_{min}^{ZT} (cm ²)	2.47	1.84	2.59	0.52	3.35	2.35
A_{min}^{ZC} (cm ²)	0.13	0.11	1.02	2.18	0.65	0.65
St (cm)	15	15	15	17	15	15
A_v^{adop} (cm ²)	10HA12= 11.31	10HA10= 7.85	10HA10= 7.85	10HA10= 7.85	12HA10= 9.42	12HA10= 9.42
τ (MPa)	1.44	0.7	1.06	0.43	0.3	0,29
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)	1	0.35	0.76	0.23	0.68	0.17
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.34	0.45	0.34	0.45	0.34
St (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

V.4.4.2 Selon axe Y

Les résultats son présenté dans le tableau suivant

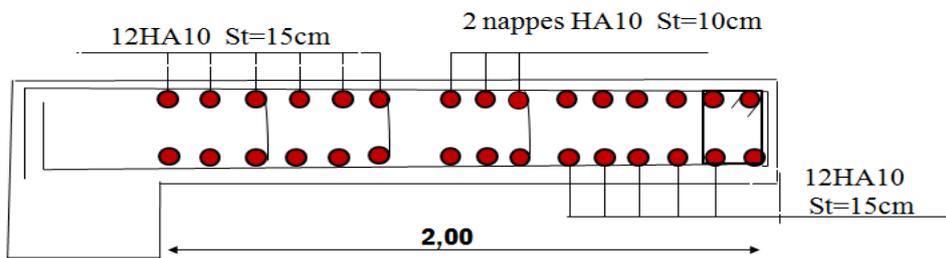
Tableau 88: le ferrailage des voiles selon YY.

Voile	Vy1		Vy4		Vy8	
	RDC AU E6	E7+E8+TI	RDC AU E6	E7+E8+TI	RDC AU E6	E7+E8+TI
Section (m ²)	0.2 × 2	0.15 × 2	0.2 × 1	0.15 × 1	0.2 × 1.3	0.15 × 1.3
N (KN)	1308,4366	38,2647	24.999	68,964	491,8063	3,5227
M (KN.m)	1528,374	335,3581	237.6811	107,6751	365,09	9,5925

V (KN)	478,1189	161,8717	176.229	66,086	163,0993	94,9522
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
σ_{max} (MPa)	14762.626	3481.114	7284.065	4763.76	8375.402	245.552
σ_{min} (MPa)	-8220.443	-3226.047	-7034.075	-3844.24	-4592.277	-209.449
A (cm ²)	7.16	3.85	6.05	1.98	1.73	0.15
A^{min} (cm ²)	6	4.5	3	2.25	3.9	2.925
l_t (m)	0.715	0.962	0.49	0.446	0.46	0.6
l_c (m)	0.57	0.076	0.02	0.108	0.38	0.1
A_{min}^{ZT} (cm ²)	2.86	2.89	2.03	1.34	1.84	1.8
A_{min}^{ZC} (cm ²)	1.14	0.12	0.4	0.16	0.76	0.15
St(cm)	15	15	10	10	15	15
A_v^{adop} (cm ²)	12HA10= 9.42	12HA10= 9.42	10HA 10 = 7.85	10HA10= 7.85	10HA 10 = 7.85	10HA 10 = 7.85
τ (MPa)	1.67	0.75	1.23	0.61	0.88	0.68
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)	0.78	0.35	0.91	0.34	0.56	0.28
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.35	0.45	0.35	0.45	0.35
St (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

V.5 Schéma de ferrailage

ferrailage de voile Vx6



V.6 Conclusion

La résistance et la transmission de sollicitation sont des aspects cruciaux qui nécessitent une attention particulière lors de la conception des structures. Il est **essentiel** de **dimensionner** correctement les éléments principaux et de les renforcer adéquatement, nous avons également constaté l'importance des sections minimal exigé par les normes du RPA car elle privilège la sécurité avant le spectre économique

Chapitre VI :

L'étude de l'infrastructure

Chapitre VI : Etudes de l'infrastructure

VI.1 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 et évite les tassements différentiels.

VI.2 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 et la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées 3.2 m, la contrainte admissible du sol est de 0.98 bars, poids spécifique $\gamma_h = 19\text{kN/m}^3$, angle de frottement est de $\varphi_u = 13^\circ$, est la cohésion $C = 0.30$ bar (prise égale à zéro : le cas le plus défavorable).

Afin de déterminer le choix de fondation pour la structure étudiée, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux dernières vérifications ne sont pas satisfaites on optera pour un radier général.

VI.2.1 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$G + Q \pm E$, et $0.8 \times G \pm E$ **RPA99/2003 (Art.10.1.4.1)**.

VI.2.1.1 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 obtenue par l'ETABS.V16.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

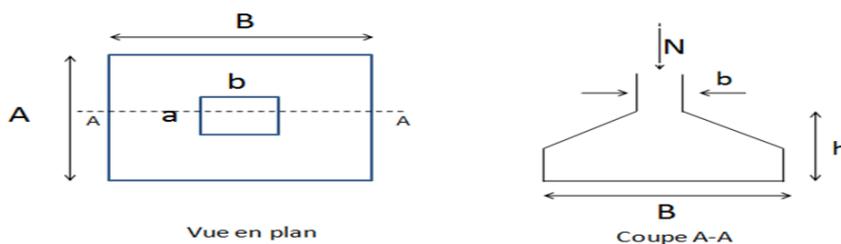


Figure VI-1: la semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section ($a \times b$), donc $S = a \times b$.

$N = 1998.0232 \text{ KN}$, $\overline{\sigma_{sol}} = 0.98 \text{ Bar}$

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \leq A \times B \dots \dots \dots (1)$$

On a: $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{B \times a}{b}$ on la remplace dans (1) $\rightarrow \frac{B \times a}{b} \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$

$$B^2 \geq \frac{N \times b}{a \times \overline{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq 4.34 \text{ m} ; \text{ Qui donne : } A = 4.7 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 3.71m et 4.9m. 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.

VI.2.1.2 Vérification des semelles filantes

Cette vérification consiste à déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons, pour cela il faut déduire les efforts normaux situés sous les files de portiques (les résultats sont retirés à partir du logiciel ETABS). Selon la figure, on remarque que la fille D est la plus sollicitée.

Tableau 89 Vérification des semelles filantes

Files de portiques	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Somme des efforts (KN)	2765,7	5889,6	12068,9	12824,7	11850,5	11521,2	8323,5	7860,6	717,9

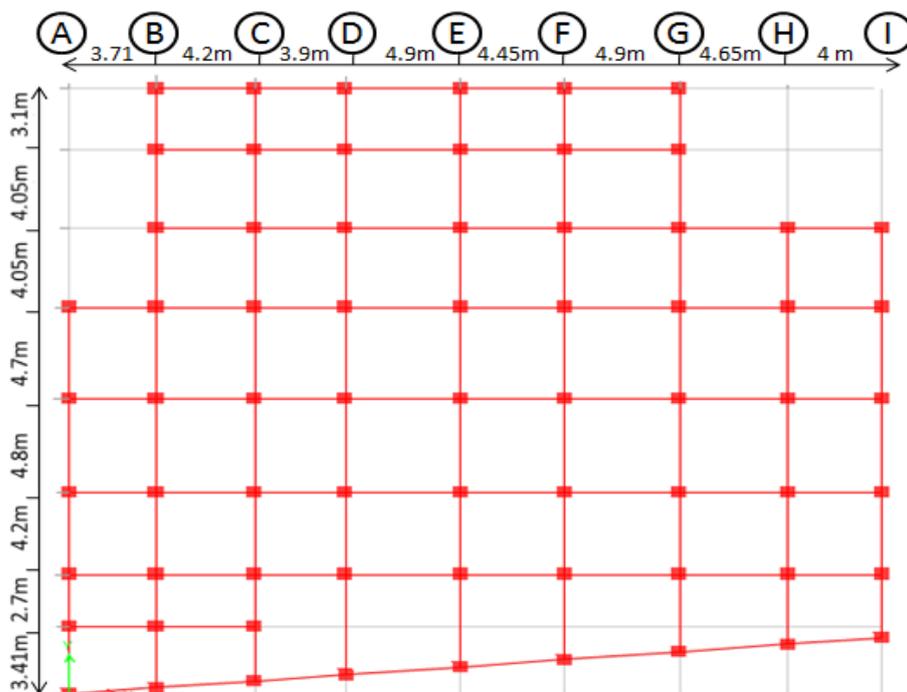


Figure VI-2: la fille la plus sollicitée

On effectue dans ce qui suit le calcul de la semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 8 poteaux, avec un débord de 0.5

On a : $e_x = \frac{M}{N}$; $M = 34.41 \times 10^9 \text{ KN.m}$; $N = 12824.0728 \text{ KN}$

$$q_{ref} = \frac{1.1 N}{B \times (L - 2e_x)} \leq \overline{\sigma_{adm}} \times \rightarrow B \geq \frac{1.1 N}{\overline{\sigma_{adm}} \times (L - 2e_x)} \rightarrow B \geq \frac{12824.0728 \times 1.1}{98 \times (30.537 - 2 \times 0.003)} = 4.66 \text{ m}$$

Remarque: on a pris en considération le poids propre de la semelle et le poids propre du béton de propreté avec un taux de majoration de 10%. Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

VI.2.1.3 Vérification du Radier général

Le radier (figure) fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide). Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).
- Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

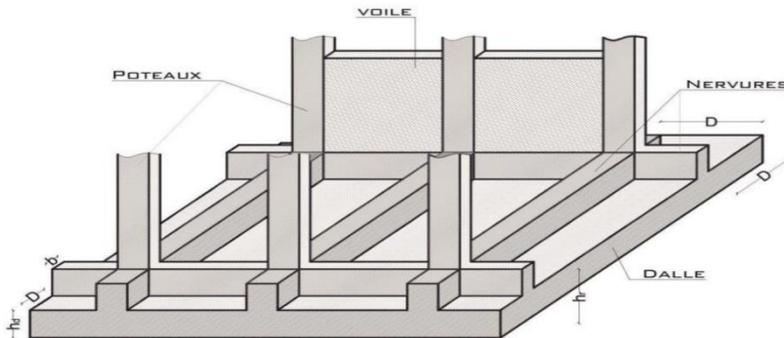


Figure VI-3: Le schéma de radier.

VI.2.1.3.1 Pré dimensionnement du radier

- **La Condition de coffrage**

$L_{max} = 5.14 \text{ m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

- **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{514}{10} = 51.4 \text{ cm} \text{ Soit : } h_t = 1 \text{ m}$$

- **Dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{514}{20} = 25.7 \text{ cm} \text{ Soit : } h_r = 40 \text{ cm}$$

- **Vérification de condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut vérifier que $\left\{ \begin{array}{l} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \\ \text{Avec: } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} \end{array} \right.$

Qui donne : $L_e = 3.73 \text{ m}$

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ Donc c'est un radier rigide

E : module d'élasticité du béton $E = 32164.195 \text{ MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

L_e : La longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier.

K : module de résistance du sol, on a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ [HENRY THONIER ; conception et calcul des structure de bâtiment ; tableau de page 305]

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

AN : $I = \frac{1 \times 1^3}{12} = 0,0833 \text{ m}^2 \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} \rightarrow h_t \geq 0,754 \text{ cm}$ condition vérifiée.

On conclure que les dimensions de radier son présentée dans tableau

Tableau 90 Les dimensions du radier

Epaisseur de la dalle du radier	h (cm)	40
Dimensions de la nervure	h_N (cm)	100
	b (cm)	70

VI.2.1.4 Calcul du poids

$N_{ser} = 91713,059 \text{ KN}$ (l'effort de service de la superstructure).

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}} \rightarrow S_{rad} \geq 935,85 \text{ m}^2$$

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve (figure VI-6) :

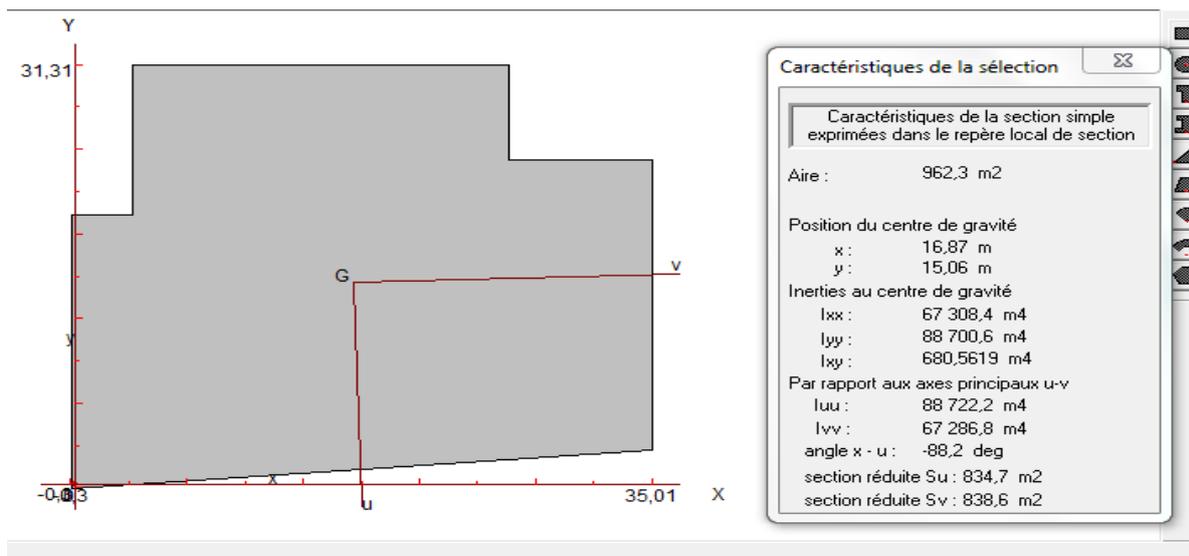


Figure VI-4: calcul la surface de fondation.

Les résultats des efforts par rapport au centre de gravité du radier sont présentés dans le tableau VI-3:

Tableau 91 Les résultats des efforts par rapport au centre de gravité du radier

Section Cut	Load Case/Comb	N	M1	M2	X	Y
		kN	kN-m	kN-m	m	m
Radier	ELS	91713,059	-88459,0601	26238,9128	16,5079	14,9562
Radier	ELU	126369,094	-122440,616	34532,5841	16,5079	14,9562
Radier	0.8G+ExMax	59750,9537	-54584,921	26995,2107	16,5079	14,9562
Radier	0.8G+ExMin	59720,9904	-54726,8013	24479,8304	16,5079	14,9562
Radier	0.8G+EyMax	59751,9974	-53164,0399	25773,5206	16,5079	14,9562
Radier	0.8G+EyMin	59719,9467	-56147,6823	25701,5205	16,5079	14,9562
Radier	G+Q+ExMax	91728,0406	-88388,12	27496,603	16,5079	14,9562
Radier	G+Q+ExMin	91698,0773	-88530,0003	24981,2226	16,5079	14,9562
Radier	G+Q+EyMax	91729,0843	-86967,2389	26274,9129	16,5079	14,9562
Radier	G+Q+EyMin	91697,0336	-89950,8813	26202,9127	16,5079	14,9562

VI.2.1.5 Justification du radier

VI.2.1.5.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{adm}$$

$N = N_{logiciel}$ Avec $N_{logiciel} = N_{superstr} + N_{rad+voile\ périph} = 91713.059KN$

Ce qui donne : $N = 91713.059KN$

Tableau 92 Vérification de la contrainte du sol

N (KN)	S_{rad} (cm ²)	σ (Bars)	$\overline{\sigma}_{adm}$ (Bars)	Observation
91713.059	962.30	0.95	0.98	Vérifiée

VI.2.1.5.2 Vérification au soulèvement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } \sigma_{\text{moy}} < 1.5 \overline{\sigma_{\text{adm}}} \\ \text{ELS: } \sigma_{\text{moy}} < \overline{\sigma_{\text{adm}}} \\ \text{ELA: } \sigma_{\text{moy}} < 2 \overline{\sigma_{\text{adm}}} \end{array} \right. \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = 67308.4 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 88700.6 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau VI-4:

Tableau 93: Les vérifications au soulèvement

	Comb	N (KN)	M(KN.m)	σ_1 (Bars)	σ_2 (Bars)	σ_{moy} (Bars)	Observation
$L_x = 16.87$	ELS	91713.059	88459.0601	1.17	0.72	1.05	$\overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	ELU	126369.094	122440.616	1.6	1	1.45	$1.5 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	G+Q+E	91728.0406	88530,0003	1,17	0.73	1.06	$2 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$
$L_y = 15.06$	ELS	91713.059	26238.9128	0.99	0.9	0.96	$\overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	ELU	126369.094	34532.5841	1.37	1.25	1.34	$1.5 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	G+Q+E	91729.0843	26274.9129	0.90	0.99	0.96	$2 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$

Remarque : $\sigma_{\text{moy}}(\text{ELS}) \geq \overline{\sigma_{\text{adm}}}$ donc on doit déborder la surface de la fondation avec 80cm

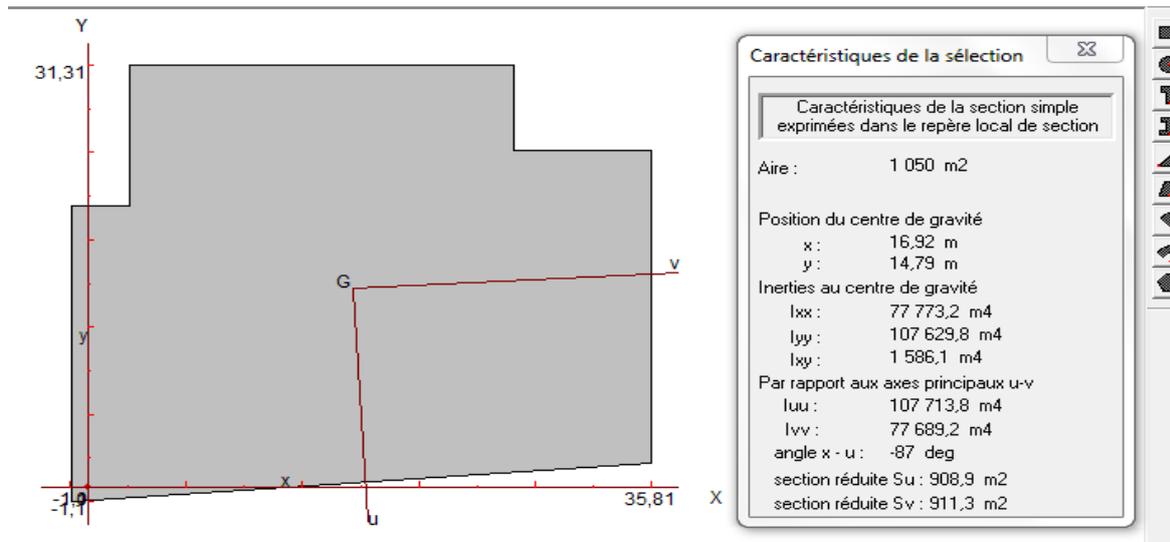


Figure VI-5calcul la surface de fondation avec débord.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau VI-6:

Tableau 94: Les vérifications au soulèvement

	Comb	N (KN)	M(KN.m)	σ_1 (Bars)	σ_2 (Bars)	σ_{moy} (Bars)	Observation
$L_x = 16.92$	ELS	91713.059	88459.0601	1.06	0.68	0.96	$\overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	ELU	126369.094	122440.616	1.47	0.93	1.33	$1.5 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	G+Q+E	91728.0406	88530,0003	1.06	0.68	0.96	$2 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$
$L_y = 14.79$	ELS	91713.059	26238.9128	0.9	0.84	0.88	$\overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	ELU	126369.094	34532.5841	1.25	1.16	1.23	$1.5 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$
	G+Q+E	91729.0843	26274.9129	0.9	0.84	0.88	$2 \overline{\sigma_{\text{adm}}}$

VI.2.1.5.3 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calcul par rapport au niveau de contact sol fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

$$\frac{\text{moment stabilisant}(M_s)}{\text{moment de renversement}(M_r)} \geq 1.5$$

Avec : $\begin{cases} M_s = M_{W/0} = W \times b \\ M_r = M_{F/0} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \end{cases}$

Avec : F_i = efforts sismique appliquées a chaque étage. Selon l'article (10.1.5) RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

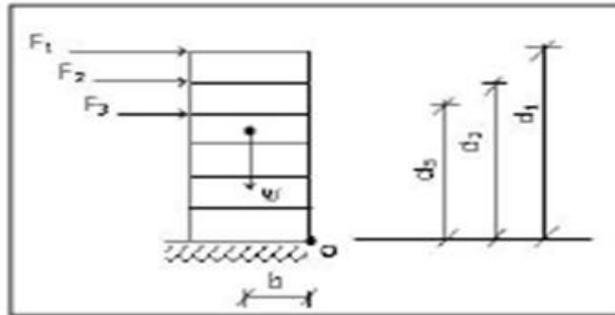


Figure VI-6 La stabilité au renversement d'une structure

Les résultats sont résume dans le tableau :

Tableau 95 Les vérifications sur renversement de radier

Comb	N (KN)	Sens- X			Sens-Y		
		M(KN.m)	e (m)	L/4 (m)	M(KN.m)	e (m)	L/4 (m)
G+Q+E	91728.0406	88388.12	0.963	8.25	26202.9127	0.285	7.45
G+Q-E	91698.0773	88530.003	0.965		26274.9129	0.286	
0.8G+E	59750.9537	54584.921	0.913		25773.5206	0.432	
0.8G-E	59720.9904	54726.8013	0.916		25701.5205	0.431	

VI.2.1.5.4 Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 (art A.5.2.4.2), il faut vérifie la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\begin{cases} N_u : \text{effort normal à la base du poteau considère a l'ELU} \\ U_c : \text{Le périmètre du contour sur le plan moyen du radier} \\ h_t : \text{hauteur de la nervure} \end{cases}$

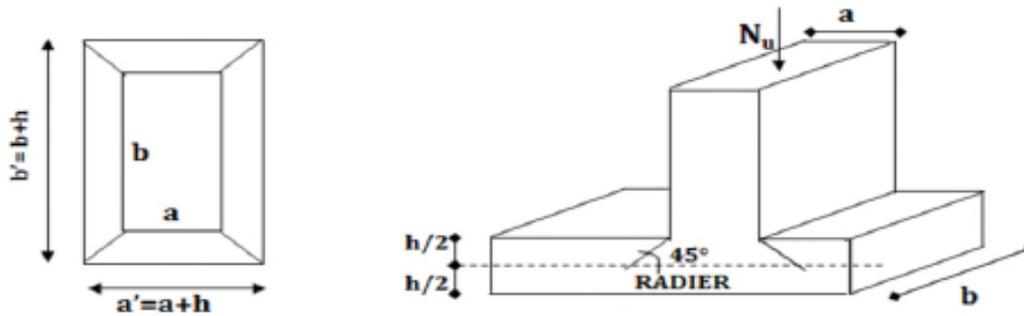


Figure VI-7: Vérification au poinçonnement

Cette vérification se fera pour l'élément le plus sollicité (niveau s-sol).

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.65 + 0.6 + 2 \times 1) = 6.5$$

$$\rightarrow N_u = 2753.9797 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.5 \times 1 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 4875 \text{ KN (Condition vérifiée)}$$

\rightarrow pas de risque au poinçonnement

VI.2.1.5 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} H \text{ est la hauteur de la partie encrée du bâtiment } (H = 3.2\text{m}) \\ S_{rad}: \text{surface du radier } (S_{rad} = 1050\text{m}^2) \\ \gamma_w = 10\text{KN/m}^3 \text{ poids volumique de l'eau} \end{array} \right.$

$$N = 91713.059 \text{ KN} \geq 1.15 \times 3.2 \times 1050 \times 10 = 35412.64 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.2.1.6 Ferrailage de la dalle du radier :

Le radier se calculera comme un plancher renversé. Vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce, la fissuration est considérée très préjudiciable. Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyen en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

VI.2.1.7 Section d'acier :

Le radier comporte des panneaux de dalles appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de 1 m de

largeur suite : $\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = u_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = u_y \times q_u \times L_y^2 \end{array} \right.$ Avec $\left\{ \begin{array}{l} M_t \left\{ \begin{array}{l} 0.85 M_{0x,y} \text{ panneau de rive} \\ 0.75 M_{0x,y} \text{ panneau intermédiaire} \end{array} \right. \\ M_a \left\{ \begin{array}{l} 0.3 M_{0x,y} \text{ panneau de rive} \\ 0.5 M_{0x,y} \text{ panneau intermédiaire} \end{array} \right. \end{array} \right.$

On a : $L_x = 4.9 \text{ m}$ et $L_y = 5.14 \text{ m}$ avec $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.95$

Soit : $G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2$

VI.2.1.7.1 Calcul des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 = 133.85 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = 97.35 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right. \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} ELU: \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0.0410 \\ u_y = 0.888 \end{array} \right. \\ ELS: \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0.0483 \\ u_y = 0.923 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

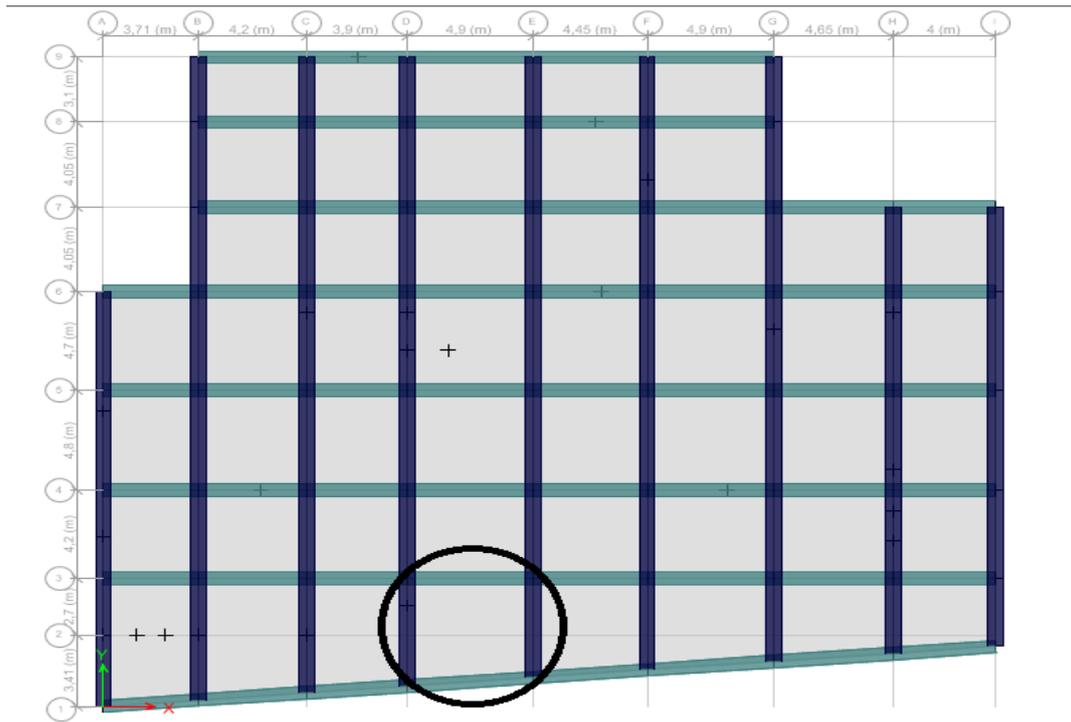


Figure VI-8: forme du plancher de radier

Les résultats de calcul sont résumé dans le tableau VI-7 qui suit :

Tableau 96: Ferrailage de la dalle du radier

Position	Sens	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)	S_t (cm)
En travée	Selon xx	98.82	3.35	3.28	6HA12= 6.79	15
	Selon yy	87.75	2.98	3.2	6HA12= 6.79	15
En appui	Selon xy	65.88	2.23	5.63	8HA12= 9.05	10

VI.2.1.8 Vérification à L'ELS

VI.2.1.8.1 Vérification des contraintes de béton

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau VI-8:

Tableau 97: Vérification des contraintes de béton

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
En travée	Selon xx	98.82	1.66	15	149.973	164.97	Vérifie
	Selon yy	87.75	1.54	15	138.01	164.97	Vérifie
En appui	Selon xy	66.88	0.98	15	75.32	164.97	Vérifie

VI.2.1.9 Schéma de ferrailage du radier

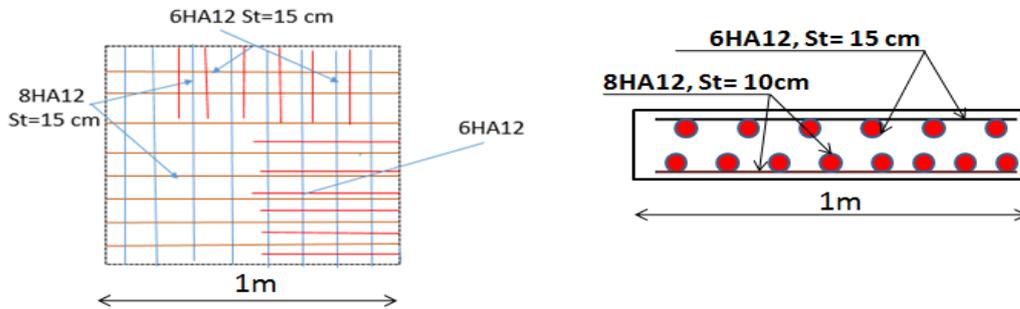
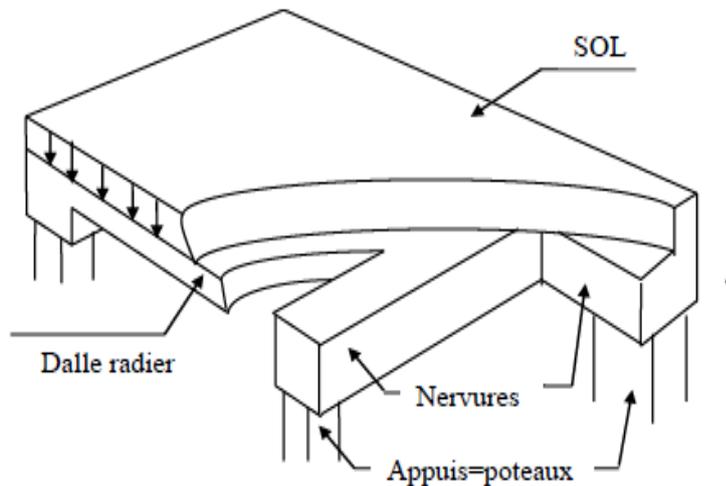


Figure VI-9 Schéma de ferrailage du radier

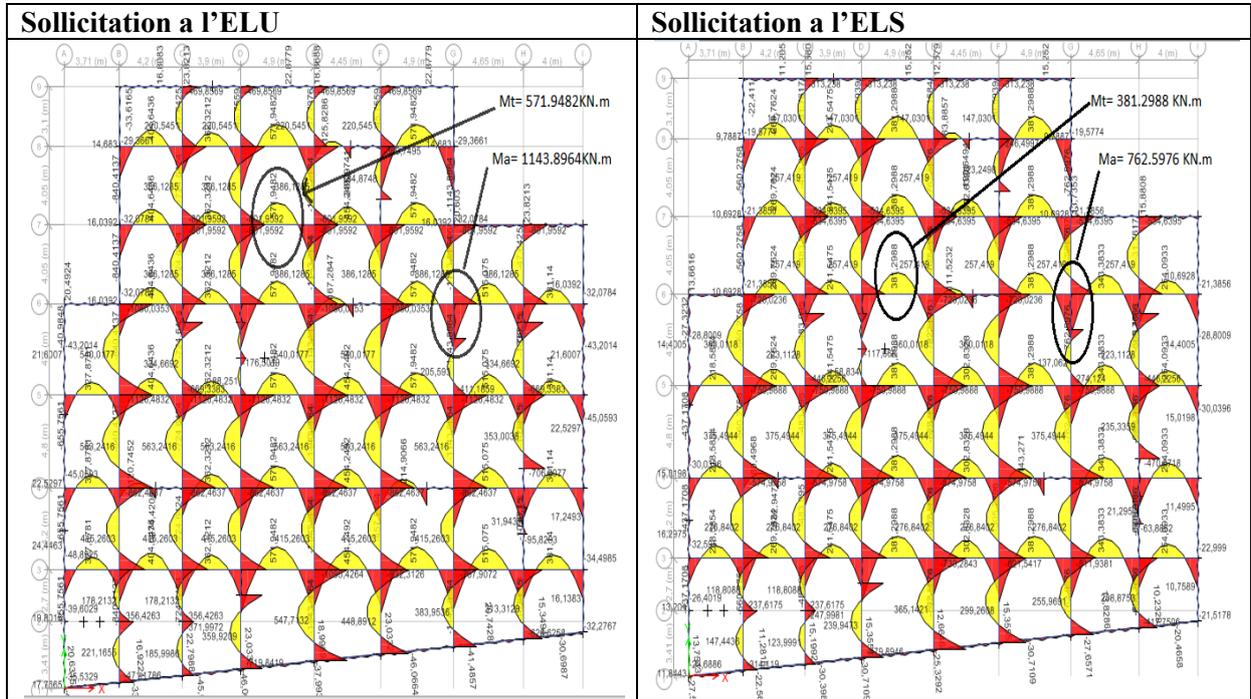
VI.2.1.9.1 Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas on a considéré que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées au dessous par les réactions sol

Figure VI-10: Radier générale nervuré



VI.2.1.9.1 Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures :



Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 98 moments en travée et en appui des nervures

Localisation	Travée	Appui
$M_U (kN.m)$	571.9482	-1143.8964
$M_S (kN.m)$	381.2988	-762.5976
V (kN)	1408.104	

Les nervures sont des poutres contenues de section T elles sont ferrailier a la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorable, Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau VI-10 :

Tableau 99: Ferrailage des nervures

	Localisation	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté}
Poutre de rigidité	Appui	-1143.8988	37.68	8.03	5HA16+12HA20=47.75
	Travée	571.9482	17.90	8.03	5HA16+5HA20=25.76

VI.2.1.9.2 Vérification de l'effort tranchant

Tableau 100: Vérification de l'effort tranchant.

	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)= min ($0.1f_{cj}$; 4MPa)	Observation
PDR	1408.104	2.47	2.5	Vérifie

VI.2.1.9.3 Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans la nervure :**

La fissuration est considérée très préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \\ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 101: Vérification des contraintes dans la nervure

Sens	M (KN/m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
Appui	762.5979	0.27	0.0224	9.19	15	347.25	164.972
Travée	381.2988	0.35	0.0358	3.73	15	95.86	164.972

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s . Les résultats sont résumés dans le tableau VI-13 :

Tableau 102: Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s

Sens	Choix par (1m)	A_s (cm ²)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)
Appui	5HA25+10 HA20	55.96	0.38	0.0411	7.036	159.03
Travée	5HA20+ 5HA16	25.76	0.35	0.0358	4.596	95.87

VI.2.1.9.4 Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \left(\phi_{l \min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq (1.6 ; 2.85 ; 7) \rightarrow \phi_t = 15 \text{ mm}$$

- **L'espacement :**

BAEL 91 : $S_t = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

RPA. V. 2003: $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t \right) \leq 19.2 \text{ on opte } , \quad S_t = 15 \text{ cm (en zone nodale)} \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{2} \right) \leq 50 \text{ cm, } \quad \text{on opte } S_t = 20 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)} \end{array} \right.$

VI.2.1.9.5 Schéma de ferrailage

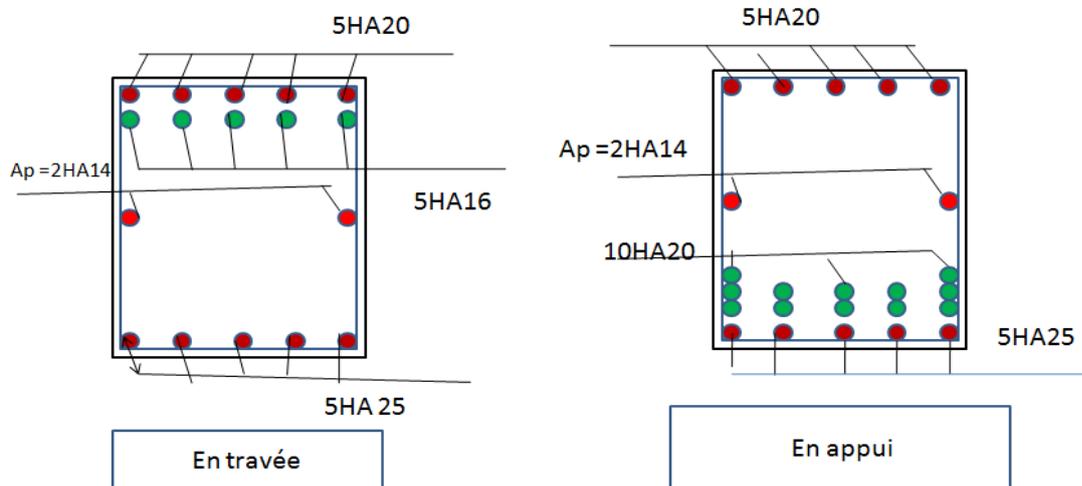


Figure VI-11 Ferrailage des nervures

VI.3 Voile périphérique

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé

- Epaisseur $e_p > 15\text{cm}$, pour notre voile on a opté une épaisseur de 20 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontale et verticale)

VI.3.1 Caractéristique

Les voile est modélisé avec le logiciel ETABS2016 et soumis à la poussée des terres au repos ainsi qu'à la poussée due à une surcharge de 1.5 kN/m^3

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur
- Poids spécifique du sol drainé $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne du sol $\varphi = 13^\circ$
- Cohésion $c=0.3\text{bar}$ cas plus défavorable $c=0$

VI.3.2 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivant (Figure VI-12) :

VI.3.2.1 La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$G = 2.80 \times 20 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{13}{2} \right) = 35.43 \text{ kN/m}^2$$

VI.3.2.2 Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ kN/m}^2 ; \quad Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \Rightarrow Q = 6.3 \text{ kN/m}^2$$

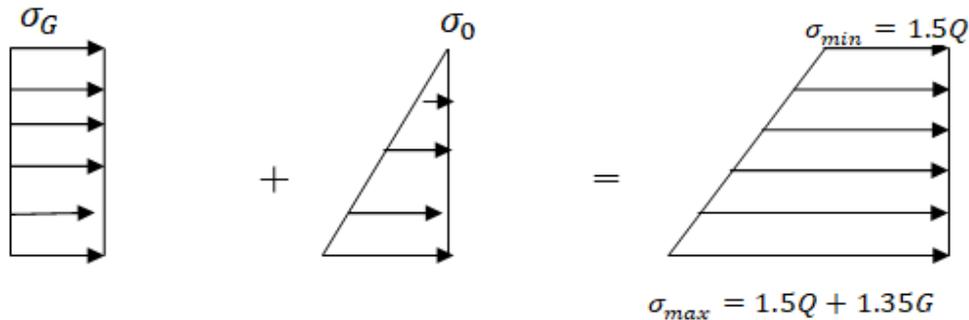


Figure VI-12: Evaluation des charges et surcharges

VI.3.3 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargés

VI.3.3.1 Calcul à l'ELU

$$p_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 45.33 \text{ kN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 45.33 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$l_x = 2.80 \text{ m} ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$l_y = 4.92 \text{ m} ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.57 > 0.4 \quad \text{le voile travaille dans les deux sens}$$

$$v = 0 \begin{cases} u_x = 0.0852 \\ u_y = 0.266 \end{cases} ; \quad v = 0.2 \begin{cases} u_x = 0.0897 \\ u_y = 0.442 \end{cases}$$

VI.3.3.1.1 Les moments isostatiques

$$M_{0x} = u_x \times q \times l_x^2 \rightarrow M_{0x} = 30.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} \rightarrow M_{0y} = 8.05 \text{ kN.m}$$

VI.3.3.1.2 Les moments corrigés

$$M_{tx} = 25.73 \text{ kN.m} \quad M_{ax} = M_{ay} = 15.14 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 6.84 \text{ kN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau VI-14 :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau 103: Ferrailage du voile périphérique

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{adop}(\frac{cm^2}{ml})$	St (cm)
Travée	X-X	25.73	5.15	2	6HA12	15
	Y-Y	6.84	1.33	2	6HA12	15
Appui		15.14	2.97	2	6HA12	15

VI.3.3.1.3 Espacement

- Armatures // L_x : $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15\text{cm}$
- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 15\text{cm}$

VI.3.4 Vérification l'effort tranchant

$$V_u = V_{u^x} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 57.43\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.38\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{Mpa} \text{ donc pas de risque de cisaillement}$$

VI.3.4.1 Vérification A l'ELS

A L'ELS : $\begin{cases} \sigma_{max} = Q + G = 41.73 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 6.3 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

$$\sigma_{moy} \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 12.41 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow q_s = \sigma_{moy} = 32.87 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.4.1.1 Calcule des moments isostatiques

$$M_{0x} = u_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_{0x} = 23.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = u_x \times M_{0x} \rightarrow M_{0y} = 10.22\text{kN.m}$$

VI.3.4.1.2 Les moments corrigés

$$M_{tx} = 19,64\text{kN.m} \quad M_{ax} = M_{ay} = 11.56\text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 8,68\text{kN.m}$$

VI.3.4.1.3 Vérification des contraintes

Le tableau VI-15 résume les vérifications des contraintes du voile périphérique

Tableau 104: vérification des contraintes du voile périphérique

Localisation		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	$\sigma_{st}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{st}(\text{Mpa})$
Travée	xx	19,64	4.60	14261	6.3	15	42.51	164.97
	yy	8,68	4.60	14261	2.80	15	94.98	164.97
appui		11.56	4.60	14261	3.72	15	96.18	164.97

VI.3.4.1.4 Schéma de ferrailage

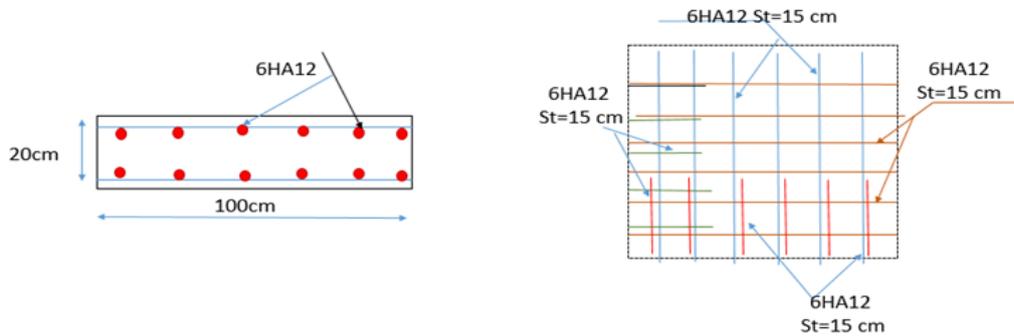


Figure VI-13 Ferrailage du voile périphérique

VI.4 Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées, Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, le même calcul à été mené avec les semelles filantes, Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier, ce dernier à été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté à été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Conclusion générale

Pour conclure cette étude sur une structure en génie civil, et plus spécifiquement sur un bâtiment, il est essentiel pour l'ingénieur de définir une stratégie d'étude en planifiant les différentes étapes nécessaires. Ces étapes conduisent à un résultat final, qui consiste à définir les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le dimensionnement des éléments de la structure. L'objectif d'une étude en génie civil est de dimensionner la structure d'une manière à optimiser son comportement en utilisant les matériaux de manière efficace.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, tels que la conception architecturale, la nature du site d'implantation, ainsi que la connaissance des codes de calcul et des réglementations en vigueur. L'ingénieur en génie civil se soucie de concevoir une structure qui répond aux exigences de comportement et de résistance. Dans notre cas, le comportement face aux charges sismiques est une préoccupation majeure, étant donné que la structure étudiée sera implantée à Bejaia, une zone sismique.

Par ailleurs, cette étude a conduit à plusieurs conclusions importantes. Tout d'abord, l'analyse des plans architecturaux a révélé que la structure était relativement régulière en plan et en élévation. L'analyse géotechnique du site a indiqué que le sol de fondation avait une capacité portante limitée compte tenu de l'importance de l'ouvrage. Le pré-dimensionnement des éléments a fourni une idée générale des dimensions des différents éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux, les escaliers, les acrotères, qui ont ensuite été utilisées pour déterminer les charges statiques de la structure. Ces dimensions ont été intégrées dans le modèle numérique en 3D réalisé avec le logiciel ETABS.

Il a été constaté que le critère prédominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines était le critère du coupe-feu. De plus, le poteau le plus sollicité n'était pas nécessairement le poteau adjacent à la cage d'escalier. Dans notre cas, c'était le poteau avec une grande surface afférente. La modélisation de la structure à l'aide du logiciel ETABS 2016 nous a permis de prédire le comportement de la structure sous des charges sismiques. Nous avons effectué une analyse dynamique tridimensionnelle afin de déterminer les différentes sollicitations pour différentes combinaisons d'actions. Cela a été fait pour dimensionner correctement les différents éléments face aux sollicitations dynamiques, assurer un comportement optimal de la structure et satisfaire toutes les conditions réglementaires.

L'étude dynamique et la modélisation de la structure nous ont amenés à adopter un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction en raison de la hauteur importante de la structure étudiée. Pour assurer un comportement acceptable de la structure et vérifier l'interaction entre les portiques et les voiles (horizontale et verticale), nous avons prévu l'utilisation de voiles $e=20$ cm du rez-de-chaussée jusqu'à sixièmes étages et $e=15$ cm pour les derniers étages. Le nombre total de voiles prévus est de 16 voiles, répartis avec 7 voiles selon l'axe xx et 9 voiles selon l'axe yy. Ces voiles supporteront au moins 25% des efforts horizontaux et au plus 20% des efforts verticaux.

La modélisation réalisée avec le logiciel ETABS a donné des résultats satisfaisants conformes aux exigences des règlements en vigueur. Les deux premiers modes de vibration sont des modes de translation, le premier selon l'axe xx et le deuxième selon l'axe yy, tandis que le troisième mode est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 8 selon xx et dans le mode 7 selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après une majoration de 30% (conformément aux RPA99/2003 Art 4.2.4), ce qui satisfait les conditions des règlements.

Conclusion générale

Pour garantir une stabilité totale de la structure face aux déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet $P-\Delta$). De plus, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale sont vérifiées.

Dans l'étude des éléments porteurs, nous avons constaté que les poteaux sont dimensionnés avec le minimum requis par les règlements (RPA99), ce choix étant lié à une approche conservatrice privilégiant la sécurité avant l'économie.

En ce qui concerne les fondations, un radier nervuré a été choisi en raison des charges importantes et des petites trames qui induisent des chevauchements, rendant les semelles isolées ou filantes moins appropriées.

En conclusion, cette étude a permis de prendre des décisions importantes pour la conception et le dimensionnement de la structure, en tenant compte des réglementations et des contraintes spécifiques au site. Les résultats obtenus grâce à la modélisation et à l'analyse approfondie de la structure fournissent une base solide pour assurer la performance et la sécurité de l'ouvrage étudié.

Bibliographie

Bibliographie

- **BAEL91** : Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997
- **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **DTR BC-2.4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)
- **DTR BC 2.2** : Charge permanentes et surcharges d'exploitation, édition 1989
- **DTR BC 2.33.1** : Règles de calcul des fondations superficielles, édition 1992
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton de cursus

Logiciels utilisés

- Autocad 2016
- SOCOTEC
- ETABS 2016

Annexes

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														ESCALIERS ET ASCENSEURS								
vitesse (m/s)	Description	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														Caractéristiques de l'immeuble :								
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P											
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110	154	178	200	220	239	256	273	290	306
		256	71	195	82	178	91	160	100	148	109	139	139	149	129	90	100	109	117	125	132	138	144	
		293	82	250	89	224	109	203	118	188	128	175	157	164	146	154	178	200	220	239	256	273	290	306
		322	87	277	101	246	114	224	125	206	136	192	166	180	156	154	178	200	220	239	256	273	290	306
1,00	Tous les niveaux desservis	211	87	160	63	125	68	152	74	154	78	145	83	136	89	130	92	124	97	119	101	113	106	
		250	64	120	75	200	87	213	94	230	100	207	116	197	116	193	112	188	118	163	128	149	134	
		320	75	282	85	255	84	235	102	230	107	237	125	212	125	208	119	218	134	178	134	171	164	146
		354	79	308	91	277	101	257	109	233	117	224	125	212	125	208	119	218	134	178	134	171	164	146
1,60	Tous les niveaux desservis	386	83	333	96	299	107	276	116	255	125	241	133	226	140	218	147	206	144	165	151	178	157	
		414	87	360	100	321	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	161	180	160	182	167	
		440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155	245	163	234	171	205	179	205	185	170
		463	95	404	109	361	122	331	133	305	144	289	153	272	162	257	171	246	179	207	188	227	194	185
1,00	1 niveau desservi sur 2	174	82	163	68	155	80	147	79	159	83	138	87	130	92	124	97	119	101	113	106	113	106	
		200	100	189	105	179	112	169	107	199	140	114	134	119	130	110	124	107	114	114	114	114	119	
		224	107	211	114	200	120	189	127	199	141	150	143	136	129	122	115	108	101	101	101	101	106	
		250	112	233	120	220	134	227	141	216	148	205	153	222	153	215	153	208	151	153	153	153	153	153
1,00	Tous les niveaux desservis	271	148	254	126	239	134	227	141	216	148	205	153	222	153	215	153	208	151	153	153	153	153	
		295	122	275	131	259	139	245	147	233	145	222	153	215	153	208	151	153	153	153	153	153	153	
		315	137	294	136	278	144	261	153	248	151	237	153	215	153	208	151	153	153	153	153	153	153	
		336	131	314	140	295	149	278	156	265	156	253	174	245	156	279	157	257	157	157	157	157	157	157
1,00	Tous les niveaux desservis	245	49	222	54	207	58	197	61	185	65	176	69	169	71	162	74	156	77	159	79	145	82	
		286	56	258	62	239	67	225	71	213	75	203	79	195	82	186	86	180	89	174	89	169	95	
		331	62	290	69	267	75	250	80	235	85	225	89	215	93	206	97	200	103	192	104	187	107	
		358	67	320	75	283	83	259	83	245	89	235	92	224	97	216	111	211	114	203	118	193	118	
1,00	Tous les niveaux desservis	394	71	330	80	318	89	295	95	277	101	264	106	252	111	241	116	233	120	226	124	219	128	
		427	75	376	85	340	94	317	101	298	108	280	114	269	119	258	124	248	129	239	134	232	138	
		456	79	400	90	364	99	336	107	316	114	298	121	283	127	273	132	263	137	254	142	245	147	
		482	83	426	94	385	104	354	113	333	120	315	127	299	134	286	140	276	145	267	150	258	155	
1,60	1 niveau desservi sur 2	182	66	171	70	164	73	158	76	152	79	146	79	146	82	130	83	184	87	178	90	172	93	
		213	75	203	79	193	83	184	87	178	90	172	93	184	93	184	93	184	93	184	93	184	93	
		244	82	230	87	220	91	211	95	202	99	194	103	204	112	204	112	204	112	204	112	204	112	
		273	88	258	93	245	98	233	103	224	107	216	111	211	114	211	114	211	114	211	114	211	114	
1,60	Tous les niveaux desservis	298	94	280	100	267	105	255	110	243	115	233	120	233	120	233	120	233	120	233	120	233	120	
		353	99	305	105	288	111	276	115	264	121	254	126	254	126	254	126	254	126	254	126	254	126	
		346	104	327	110	310	116	295	122	283	127	271	133	271	133	271	133	271	133	271	133	271	133	
		393	112	370	119	358	126	333	132	319	138	306	144	306	144	306	144	306	144	306	144	306	144	
1,60	1 niveau desservi sur 2	200	60	194	62	188	64	182	66	179	67	174	69	174	69	174	69	174	69	174	69	174	69	
		228	70	219	73	213	75	208	77	200	80	195	82	200	80	195	82	200	80	195	82	200	80	
		250	80	241	83	233	86	227	88	220	91	215	93	215	93	215	93	215	93	215	93	215	93	
		270	89	261	92	253	95	245	98	238	101	231	104	231	104	231	104	231	104	231	104	231	104	
1,60	Tous les niveaux desservis	289	97	277	101	269	104	262	107	252	111	248	113	248	113	248	113	248	113	248	113	248	113	
		349	104	337	109	328	112	316	115	306	119	299	123	299	123	299	123	299	123	299	123	299	123	
		349	104	337	109	328	112	316	115	306	119	299	123	299	123	299	123	299	123	299	123	299	123	
		393	112	370	119	358	126	333	132	319	138	306	144	306	144	306	144	306	144	306	144	306	144	
1,60	1 niveau desservi sur 2	211	57	200	60	194	62	188	64	182	66	179	67	174	69	174	69	174	69	174	69	174	69	
		242	66	232	69	225	71	216	74	208	77	203	79	203	79	203	79	203	79	203	79	203	79	
		274	75	263	80	253	83	244	86	237	89	232	91	227	93	227	93	227	93	227	93	227	93	
		304	84	293	89	283	93	274	96	266	100	259	104	254	108	249	113	244	118	239	123	234	128	
1,60	1 niveau desservi sur 2	334	93	323	98	313	102	303	107	293	112	283	117	273	122	263	127	253	132	243	141	233	141	
		364	102	353	107	343	112	333	117	323	122	313	127	303	132	293	137	283	142	273	151	243	151	
		394	111	383	116	373	121	363	126	353	131	343	136	333	141	323	146	313	151	303	160	253	160	
		424	120	413	125	403	130	393	135	383	140	373	145	363	150	353	155	343	160	333	165	263	165	

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														ESCALIERS ET ASCENSEURS								
vitesse (m/s)	Description	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														Caractéristiques de l'immeuble :								
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	P											
0,63	Tous les niveaux desservis	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110	154	178	200	220	239	256	273	290	306
		256	71	195	82	178	91	160	100	148	109	139	139	149	129	90	100	109	117	125	132	138	144	
		293	82	250	89	224	109	203	118	188	128	175	157	164	146	154	178	200	220	239	256	273	290	306
		322	87	277	101	246	114	224	125	206	136	192	166	180	156	154	178	200	220	239	256	273	290	306
1,00	Tous les niveaux desservis	211	87	160	63	125	68	152	74	154	78	145	83	136	89	130	92	124	97	119	101	113	106	
		250	64	120	75	200	87	213	94	230	100	207	116	197	116	193	112	188	118	163	128	149	134	
		320	75	282	85	255	84	235	102	230	107	237	125	212	125	208	119	218	134	178	134	171	164	
		354	79	308	91	277	101	257	109	233	117	224	125	212	125	208	119	218	134	178	134	171	164	
1,60	Tous les niveaux desservis	386	83	333	96	299	107	276	116	255	125	241	133	226	140	218	147	206	144	165	151	178	157	
		414	87	360	100	321	112	295	122	273	132	257	140	243	148	231	156	221	161	180	160	182	167	
		440	91	381	105	342	1																	

Annexes

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain de la parcelle étudiée pour recevoir les immeubles de l'ensemble immobilier au profit d'un groupe de promoteur et commandée par le maître de l'œuvre BET AXXAM, est constitué d'un sol de faible à moyenne portance.

Le terrain est plat, constitué de limons marneux sablonneux graveleux, à marneuse sablonneuse mélangé parfois de vases, en profondeur.

Les essais pénétrométriques dynamiques et statiques ont révélé un terrain relativement hétérogène vis-à-vis de sa résistance, essentiellement dans le sens latéral. Deux zones assez distinctes vis-à-vis de leur portance sont remarquées.

Dans le sens de la profondeur, les sols sont globalement de faible à moyenne résistance au niveau des huit premiers mètres. Au-delà, la résistance augmente et reste supérieure à 200 bars.

Aucune présence intense d'eaux souterraines n'est constatée jusqu'à -10m.00 dans la journée du 02.10.2011.

A cet effet, on préconise ce qui suit :

- o *La réalisation de fondations superficielles type radier général avec cuvelage.*

Pour le taux de travail :

a) Zone I : Le taux de travail est de 0.95 bar, produisant des tassements compris entre 8.3 et 16.9cm.

b) Zone II : Le taux de travail est de 1.08 bars, produisant des tassements compris entre 14.3 et 27.1cm

Ou ;

Un taux de travail est de 0.98 bar, produisant des tassements compris entre 10.2 et 18.9cm

- *La profondeur de la sous face du radier sera à au moins -3m.20 de la surface du sol, et dans tous les cas supérieure au 1/10 de la hauteur de l'immeuble projeté.*
- *Le radier et les parois doivent être étanches et suffisamment résistants, pour s'opposer aux sous pressions provoquées par les eaux interstitielles. (cuvelage)*
- *Le risque de liquéfaction du sol est relativement minime, mais peut devenir préjudiciable à long terme suite à des séismes répétés.*
- *Les radiers doivent être posés sur des lits en pierres et galets d'environ 20 à 30cm d'épaisseurs.*

Par ailleurs, il est préconisé :

- L'étude et la réalisation d'un système de drainage très efficace autour et sous les constructions.*
- Ne pas laisser les fouilles trop longtemps ouvertes.*
- Favoriser la création d'espaces verts et plantations d'arbres pour l'évapotranspiration du sous sol.*
- Réalisation d'une forme étanche au pourtour des constructions.*

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DAEDJIG

L.E.C BEAIR



13

Annexes

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

