

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R+6 étages +2 Entre solen
béton armé à usage d'habitation contreventé par un
système mixte (voiles-portiques)**

Présenté par :

Halfaoui Aldja

Marouf Sabrina

Encadré par :

Mr THAHAKOURT Abdelkader

Membres de jury :

Mme OUARI

Mme ATTIL

Promotion 2020/2021

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force et la volonté d'accomplir ce modeste travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos familles qui ne cessent de nous encourager durant ce long parcours.

A notre encadreur monsieur Thahakourt pour sa gentillesse méritent toute admiration, pour son aide ses conseils sa disponibilité durant toute la période de ce mémoire.

A l'ensemble des membres de jury qui nous ferons L'honneur de juger ce travail.

A l'ensemble des enseignants de département de génie civil, qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage pour le présent et l'avenir.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma très chère mère Hayatte, quoi que je fasse ou quoi je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et malgré ton absence ton âme se présente à mes côtés a toujours été ma source force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père Arzeki pour son soutien et la confiance qu'il m'a accordé.

A ma belle-mère Thasadite de m'avoir encouragé et ma toujours soutenu.

A mes sœurs et mes frères(Saïda, Fairouz,sabrina, fatima, Gulussa, Massibssa,Abdellah, Assirem), pour leurs tendresse, leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel.

A mes très chères nièces(Millina,Biya,hayatte,Alïan), ainsi mes beaux-frères (Lyes, Karim, Mouloud).

A ma tante Louiza et sa famille Medjkoune.

A tous mes amis (Lotfi, Amine,Sousou, fifi, Nadia, faycal, Souhila,Zina,djidji.Lila, Samiha ,Dihya,Laetitia).

A tous mes chers collègues(Lyes afroukh,Mustapha sandakli,Dadi abdoudou,Merouane ouamara,Massinissa chahal,Sara boudries,Massi chalghoum, Moussa hadjadj,Amine ouared).

Et finalement, à mon binôme Sabrina et à toute sa famille.

HALFAOUIAldja.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*Au pilier de ma vie qui m'a toujours soutenue et veiller sur moi jusque à ce jour et qui m'a encouragé et m'a donné la force, l'amour, l'espoir, mon père
Marouf Djamal*

A ma chère mère Zineb source de bonheur et lumière de mes jours qui s'est sacrifiée pour notre bien et qui a su guidée mes pats

A mes sœurs mes confidentes et celles qui m'ont redonner le sourire dans mes moments les plus bas : Taous, Sonia, Dalila, Assia, Kamilia

A ma grand- mère Razika Assous pour ses douza et sa confiance et à la mémoire de mes grands- pères Marouf Mohend akli et Marouf Mouhend el mouloud et ma grand- mère Djedja Hemayli

A mes tantes Yamina et Nadira et mes oncles Smail et Youcef

A la mémoire des êtres chères que j'ai perdu : Marouf Rachide et Marouf Hacene

A mes amis qui m'ont soutenue : Oumara Merouane Chelghoume Massinissa Bouderiesse Sara Sendakli Mustaphaet Challal Massinissa

un grand merci à : Afroukh Lyes et Abdoudou Dady qui m'ont beaucoup aidée et soutenue

A mon amie et binôme Halfaoui Djidji avec qui on c'était donnés de notre mieux pour ce travail et avec qui, j'ai passés mes années

Au plus courageux que je connaisse Hamdad Khellaf

MAROUF SABRINA.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 GENERALITE	2
1.1. INTRODUCTION	2
1.2. PRESENTATION DE PROJET	2
1.2.1. <i>Implantation de l'ouvrage</i>	2
1.2.2. <i>Description architectural de l'ouvrage</i>	3
1.3. HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	3
1.4. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	4
1.5. LES COMBINAISONS D'ACTION	8
1.6. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES	9
CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	10
2.1. INTRODUCTION	10
2.2. LES PLANCHERS	10
2.2.1. <i>Plancher à corps creux</i>	10
2.2.2. <i>La disposition des poutrelles</i>	11
2.2.3. <i>.Pré dimensionnement des poutrelles</i>	12
2.3. PLANCHER DALLE PLAINE	12
2.4. LES POTEAUX	14
2.5. LES VOILES	15
2.6. LES POUTRES	16
2.7. LES ESCALIERS	17
2.8. L'ACROTERE	18
2.9. L'ASCENSEUR	18
2.10. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	19
2.11. DEGRESSION DES CHARGES D'EXPLOITATION	22
2.12. VERIFICATION	31
2.13. CONCLUSION	34
CHAPITRE 3 ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	35
3.1. INTRODUCTION	35
3.2. ETUDE DE PLANCHER	35
3.2.1. <i>Etude des poutrelles</i>	35
3.3. ETUDE DES DALLES PLEINES	51
3.3.1. <i>Type 1 : panneau D 1(balcon) : sur 3 appuis</i>	52
3.4. ETUDE DE L'ESCALIER	61
3.4.1. <i>Charge et surcharge</i>	62
3.4.2. <i>Calcul des sollicitations</i>	62
3.4.3. <i>Ferraillage</i>	63
3.4.4. <i>Vérifications</i>	63

3.4.5. Schéma de ferrailage.....	65
3.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE	65
3.5.1. Calcul de la poutre palière.....	65
3.5.2. Schéma de ferrailage.....	70
3.6. ETUDE POUTRE DE CHAINAGE	70
3.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3).....	70
3.6.2. Sollicitations	70
3.6.3. Ferrailage	71
3.6.4. Vérification des contraintes.....	72
3.6.5. Schéma de ferrailage.....	73
3.7. L'ASCENSEUR	73
3.7.1. Évaluation des charges.....	74
3.7.2. Ferrailage	74
3.7.3. Schéma de ferrailage.....	75
3.8. CALCUL DE L'ACROTERE	76
3.8.1. Charge verticale.....	76
3.8.2. Charge horizontale (charge sismique).....	76
3.8.3. Calcul des sollicitations.....	76
3.8.4. Ferrailage	78
3.8.5. Vérification à l'ELU.....	78
3.8.6. Vérification à l'ELS.....	79
3.8.7. Schéma de ferrailage.....	80
3.9. CONCLUSION	80

CHAPITRE 4 ETUDE DYNAMIQUE 81

4.1. INTRODUCTION	81
4.2. MODELISATION	81
4.2.1. Etapes de modélisation	81
4.3. LA METHODE DE CALCUL	82
4.3.1. Présentation de la méthode modale spectrale	82
4.3.2. Spectre de réponse de calcul.....	84
4.4. MODELISATION	85
4.4.1. Disposition des voiles	86
4.5. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	86
4.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	86
4.5.2. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	87

CHAPITRE 5 ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX 92

5.1. INTRODUCTION	92
5.2. ETUDE DES POTEAUX.....	92
5.2.1. Recommandation du RPA99/V2003.....	92
5.2.2. Sollicitation de calcul.....	94
5.2.3. Ferrailage des poteaux.....	94
5.2.4. Vérifications relatives aux poteaux.....	99
5.2.5. Schéma de ferrailage.....	104

5.3. ETUDE DES POUTRES	105
5.3.1. <i>Recommandations</i>	105
5.3.2. <i>Les Armatures longitudinales minimales et maximales</i>	106
5.3.3. <i>Sollicitation et ferrailage des poutres</i>	106
5.3.4. <i>Les Vérifications nécessaires</i>	108
5.4. ETUDE DES VOILES.....	114
5.4.1. <i>Introduction</i>	114
5.4.2. <i>Recommandation du RPA99 version 2003</i>	115
5.4.3. <i>Calcul des voiles</i>	116
5.4.4. <i>Ferrailage longitudinale</i>	117
5.4.5. <i>Schéma de ferrailage</i>	129
5.5. CONCLUSION	129
CHAPITRE 6 ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE	130
6.1. INTRODUCTION	130
6.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION	130
6.3. ÉTUDE DES FONDATIONS.....	131
6.4. ÉTUDES DU VOILE PERIPHERIQUE.....	145
6.5. CONCLUSION	149
CONCLUSION GENERALE.....	150
BIBLIOGRAPHIE.....	151
Annexes	
Rapport de sol	
Les plans de la structure	

Table des figures

Chapitre 1 : Généralité

<i>Figure 1.1.</i> Diagramme Contrainte Déformation Du Béton A L'ELU.....	5
<i>Figure 1.2.</i> Diagramme Contrainte Déformation Du Béton A L'ELS.....	6
<i>Figure 1.3.</i> Diagramme Contrainte.....	7

Chapitre 2:Pré dimensionnement des éléments

<i>Figure 2.1.</i> Coupe transversale d'un plancher corps creux.....	10
<i>Figure 2.2.</i> Vue en plan de la disposition des poutrelles du RDC.....	11
<i>Figure 2. 1.</i> Coupe Transversale Des Poutrelles.....	12
<i>Figure 2.4.</i> Schémas Statique De La Volée.....	16
<i>Figure 2.5.</i> Coupe Transversale De L'acrotère.....	17
<i>Figure 2.2.</i> Surface qui reviennent au poteau (P1).....	23
<i>Figure 2.7.</i> Surface qui revient au poteau (p2).....	27

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

<i>Figure 3.1.</i> Schéma statique de la poutrelle Type 9.....	38
<i>Figure 3.2.</i> Diagramme des moments Sur la poutrelle à l'ELU.....	40
<i>Figure 3.3.</i> Diagramme des moments Sur la poutrelle à l'ELS.....	40
<i>Figure 3.4.</i> Diagramme des efforts tranchants sur la poutrelle.....	40
<i>Figure 3.5.</i> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	50
<i>Figure 3.6.</i> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	51
<i>Figure 3.7.</i> Panneau de dalle D1 (balcon).....	51
<i>Figure 3.8.</i> ferrailage en plan des dalles pleines.....	54
<i>Figure 3.9.</i> Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D1) sur 3 appuis.....	54
<i>Figure 3.10.</i> Schéma statique d'escalier.....	62

<i>Figure 3.11.</i> Schéma de ferrailage d'escalier.....	64
<i>Figure 3.12 .</i> Schéma statique de la poutre palière.....	64
<i>Figure 3.13.</i> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	69
<i>Figure 3.14.</i> Schéma statique de la poutre de chainage.....	69
<i>Figure 3.15.</i> Détaille schéma de ferrailage des poutres.....	73
<i>Figure 3.16.</i> Cage d'ascenseur.....	73
<i>Figure 3.17.</i> Schéma de ferrailage de la dalle pleine local machinerie.....	75
<i>Figure 3.18. Schémas</i> statique de l'acrotère.....	76
<i>Figure 3.19.</i> Detaille schéma de ferrailage acrotère.....	79

Chapitre 4 : Etude dynamique

<i>Figure 4.1. Spectre de réponse</i> pour les deux sens X et Y.....	85
<i>Figure 4.2.</i> Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.....	85
<i>Figure 4.3.</i> Vue en plan de la disposition des voiles.....	86

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

<i>Figure 5.1.</i> Ferrailage la section des poteaux.....	104
<i>Figure 5.2.</i> chéma de ferrailage des poteaux.....	106
<i>Figure 5.3.</i> Armature transversale dans la zone nodale.....	107
<i>Figure 5.4. Moments résistants</i> au niveau delà zone nodale.....	112
<i>Figure 5.5.</i> Schéma de ferrailage des poutres pour (entre sol1 et 2).....	114
<i>Figure 5.6.</i> Ferrailage du voile Vx2 (entre sol1 et 2).....	120
<i>Figure 5.7.</i> Ferrailage du voile Vy4 (entre sol1 et 2).....	121

Chapitre 6 : Etudes de l'infrastructure

<i>Figure 6.1.</i> Le panneau le plus sollicité.....	128
<i>Figure 6.2. Schémas</i> de ferrailage du radier.....	130
<i>Figure 6.3. Schéma</i> des lignes de rupture du radier.....	130

Figure 6.4. Sollicitation sur la nervure dans le sens X-X.....131

Figure 6.5. Sollicitation sur la nervure dans le sens Y-Y.....132

Figure 6.6. Section a ferrailé.....134

Figure 6.7. Schémas de ferrailage des nervures.....136

Figure 6.8. Diagramme des contraintes.....138

Figure 6.9. poussées des terres sur les voiles périphériques.....138

Figure 6.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....141

Liste des Tableaux

Chapitre 2:Pré dimensionnement des éléments

<i>Tableau 2.1. Types des dalles pleines.....</i>	13
<i>Tableau 2.2. Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines.....</i>	14
<i>Tableau 2.3.Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....</i>	18
<i>Tableau 2.4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en dalle pleine.....</i>	18
<i>Tableau 2.5. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en Corps creux.....</i>	19
<i>Tableau 2.6. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....</i>	19
<i>Tableau 2.7. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....</i>	20
<i>Tableau 2.8. Evaluation des charges revenant au aux murs extérieurs.....</i>	20
<i>Tableau 2.9. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....</i>	20
<i>Tableau 2.10.Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....</i>	21
<i>Tableau 2.11.Section des poteaux pour les différents niveaux.....</i>	22
<i>Tableau 2.12.Poids Propres Des Poteaux.....</i>	24
<i>Tableau 2.13.Poids des murs double cloison.....</i>	24
<i>Tableau 2.14. Résultats de la descente de charge.....</i>	25
<i>Tableau 2.15.Poids des murs double cloison.....</i>	28
<i>Tableau 2.16.Résultats de la descente de charge.....</i>	28
<i>Tableau 2.17. Résumé de la vérification à la résistance des poteaux.....</i>	31
<i>Tableau 2.18.Vérification au flambement.....</i>	33

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

<i>Tableau 3.1. Différente types de poutrelles dans les planchers</i>	36
<i>Tableau 3.2. Chargement sur les poutrelles.....</i>	38
<i>Tableau 3.3.Sollicitations des différents types de poutrelles.....</i>	40
<i>Tableau 3.4.Sollicitation maximale dans les poutrelles.....</i>	41

<i>Tableau 3.5. Calcul des armatures en travée.....</i>	43
<i>Tableau 3.6 .Calcul des armatures aux appuis intermédiaires.....</i>	44
<i>Tableau 3.7.Calcul des armatures aux appuis de rive.....</i>	44
<i>Tableau 3.8.Vérifications des contraintes à l'ELS.....</i>	46
<i>Tableau 3.9.Calcul des armatures principales pour la dalle.....</i>	52
<i>Tableau 3.10 .Calcul des contraintes pour la dalle pleine.....</i>	53
<i>Tableau 3.11.Données des différents types de dalles pleines.....</i>	55
<i>Tableau 3.12. Résultats de ferrailage des types de dalles pleines.....</i>	55
<i>Tableau 3.13. Vérifications L'effort tranchant (BAEL 91).....</i>	58
<i>Tableau3.14.Vérification des contraintes dans le béton et l'acier a l'ELS.....</i>	59
<i>Tableau 3.15 .Vérification de la flèche.....</i>	61
<i>Tableau 3.16 .Charges et surcharges d'exploitations.....</i>	61
<i>Tableau3.17.Calcul des armatures principales pour l'escalier.....</i>	62
<i>Tableau 3.18.Vérifications des contraintes dans le béton pour le type 1.....</i>	63
<i>Tableau 3.19 .Vérification des conditions et calcul de la flèche pour les différents types.....</i>	63
<i>Tableau 3.20.Ferrailage longitudinale de la poutre palière.....</i>	65
<i>Tableau 3.21. Les contraintes de cisaillements.....</i>	67
<i>Tableau 3.22.résultats de ferrailage à la flexion simple de la poutre palière.....</i>	67
<i>Tableau 3.23.Vérification des contraintes à l'ELS.....</i>	68
<i>Tableau 3.24. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....</i>	70
<i>Tableau 3.25. Vérification des contraintes à l'ELS.....</i>	71
<i>Tableau 3.26.section d'armatures longitudinales des chaînages.....</i>	71
<i>Tableau 3.27.ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....</i>	74
<i>Tableau 3.28 .vérification des contraintes.....</i>	74
<i>Tableau 3.29.Charge permanente revenant à l'acrotère.....</i>	75
<i>Tableau 3.30.les combinaisons d'action D'acrotère.....</i>	76

<i>Tableau 3.31. Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.....</i>	78
--	----

Chapitre 4 : Etude dynamique

<i>Tableau 4.1. Valeurs des pénalités.....</i>	84
<i>Tableau 4.2. Période et taux de participation massique de la structure.....</i>	87
<i>Tableau 4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticale.....</i>	88
<i>Tableau 4.4. Vérification de l'interaction horizontale.....</i>	88
<i>Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....</i>	89
<i>Tableau 4.6. Vérification des déplacements entres étages sens xx.....</i>	89
<i>Tableau 4.7. Vérification des déplacements entres étages sens yy.....</i>	90
<i>Tableau 4.8. Vérification a L'effet P-Δ.....</i>	91
<i>Tableau 4.9. Vérification de l'effort normal réduit.....</i>	91

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

<i>Tableau 5.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.....</i>	94
<i>Tableau 5.2. Sollicitations dans les poteaux.....</i>	95
<i>Tableau 5.3. Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicité.....</i>	99
<i>Tableau 5.4. Ferrailage transversale des poteaux.....</i>	100
<i>Tableau 5.5 Vérification des poteaux au flambement.....</i>	101
<i>Tableau 5.6 .Vérification des contraintes dans le béton pour la S.E.C.....</i>	103
<i>Tableau 5.7 .Vérification des contraintes dans le béton pour la S.P.C.....</i>	103
<i>Tableau 5.8. Vérification au cisaillement des poteaux.....</i>	104
<i>Tableau 5.9. dimension de la zone nodale pour les autres poteaux.....</i>	105
<i>Tableau 5.10. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.....</i>	108
<i>Tableau 5.11. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage.....</i>	108
<i>Tableau 5.12. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage.....</i>	109

Tableau 5.13. Vérification des contraintes tangentielles.....	110
Tableau 5.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	111
Tableau 5.15. Les moments résistants dans les poteaux.....	112
Tableau 5.16. Les moments résistants dans les poutres principales.....	112
Tableau 5.17. Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	113
Tableau 5.18. Vérification de la zone nodale dans le sens principale.....	113
Tableau 5.19. Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	113
Tableau 5.20. Sollicitations maximale dans le voile $V_{x2} = 2,2$ m.....	117
Tableau 5.21. Sollicitations maximale dans le voile $V_{y4} = 3,3$ m.....	117
Tableau 5.22. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux $l=2,2$ m.....	119
Tableau 5.23. Sollicitations et ferrailage dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux $l=3,3$ m.....	120

Chapitre 6 : Etudes de l'infrastructure

Tableau 6.1. Calcul des armatures pour la dalle.....	128
Tableau 6.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	129
Tableau 6.3. Les chargements sur les travées sens x-x.....	132
Tableau 6.6. Les chargements sur les travées sens y-y.....	132
Tableau 6.7. sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x(ELU) et à (ELS).....	133
Tableau 6.8. sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y(ELU) et à (ELS).....	133
Tableau 6.9. Sollicitation maximal sur les nervures(ELU) et à (ELS).....	134
Tableau 6.10. Résultats de ferrailage des nervures.....	134
Tableau 6.11. vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	135
Tableau 6.12. Sections d'armatures du voile périphérique.....	139
Tableau 6.13. Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	140

Introduction générale

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

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème du non connaissance exacte du comportement des matériaux, ainsi que celle des sollicitations, ceci les a conduits à établir des règlements de conception et du calcul des structures avec un compromis entre coûts et niveau de sécurité à considérer.

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment R+6 et 2 entresol contreventé par un système mixte (voile /portique), nous avons reparti le travail en plusieurs chapitres :

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

Chapitre 1 Généralité

1.1. Introduction

L'étude génie civile d'une structure donnée nécessite la connaissance d'un certain nombre de données concernant l'ouvrage lui-même, à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie, etc. Aussi il est nécessaire de connaître son environnement : le site d'implantation, topographie, géotechnique, ainsi que la zone sismique de la région... etc.

L'ingénieur doit avoir des connaissances sur les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation de l'ouvrage.

L'ingénieur doit prendre en considération dans l'étude les règles de constructions en vigueur, toute en tenant compte à la fois le facteur sécuritaire et économique.

1.2. Présentation de projet

Le projet faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé (RDC+06 étages, deux entre sol) à usage multiple à savoir :

- Le deuxième entresol est destiné pour contenir un parking.
- Le premier entresol et le RDC, et les 06 étages courants sont à usage d'habitation.

1.2.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au village Ibouhatmen (Targa Ouzemmour) Wilaya de Bejaia, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2_48 des règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 la commune de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) .

La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé et un ascenseur.

1.2.2. Description architectural de l'ouvrage

➤ Dimensions en plan

Longueur totale $L_x = 24,35$ m.

Largeur totale $L_y = 20,75$ m.

➤ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale (sans acrotère) : $H_t = 27,54$ m.
- Hauteur du RDC : $H = 3,06$ m.
- Hauteur d'entre sol2 : $H = 3,06$ m.
- Hauteur d'entre sol1 : $H = 3,06$ m.
- Hauteur étage courant : $H = 3,06$ m.

➤ Données géotechnique du site

D'après la conclusion générale de rapport de sol (P.11) on a :

- Une contrainte de sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1,51$ bar
- Notre sol est classé en S3(sol meuble)
- La profondeur d'encrage $L_{enc} = 1,8$ m

1.3. Hypothèses de calcul aux états limites

1.3.1 Etat limite ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

Les sections droites restent planes après déformation.

- ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

- ✓ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

1.3.2 Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$).

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad \text{Avec } E_s : \text{ module de Young de l'acier ; } n : \text{ coefficient d'équivalence acier-béton.}$$

1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.4.1 Le béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange inerte « granulats », avec un liant hydraulique qui est le ciment et de l'eau de gâchage et dans certains cas spécifiques on ajoute des adjuvants.

1.4.1.1 La résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée f_{cj} . Elle est déterminée sur la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \quad \text{(CBA93 Art A-2-1-1)}$$

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

- Pour des résistances $f_{c28} \geq 40$ MPa

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

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

1.4.1.2 La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction à l'âge de $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{t28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{t28} > 60 \text{ MPa CBA93 (article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

1.4.1.3 Contrainte limite du béton :

A . Etat limite ultime (ELU) :

➤ Contrainte limite de compression

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole rectangle suivant

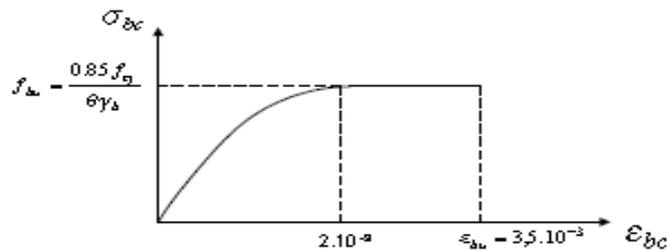


Figure 1.1. Diagramme Contrainte Déformation Du Béton A L'ELU.

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{BAEL 91 (article A.4.3)}$$

- γ_b coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,50 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.} \\ 1,15 & \text{coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

$$\theta = \begin{cases} 0,8 & \text{si la durée est inférieure à 1h.} \\ 1 & \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ 0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \end{cases}$$

On prend : $\theta = 1$.

0,85 coefficient réducteur tient compte du risque d'altération du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

➤ Contraintes admissibles de cisaillement du béton

- Pour la fissuration peut nuisible : $\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$

- Pour la fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$

B . Etat limite de service (ELS) :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$ **CBA93 (Art A.4.5.2).**

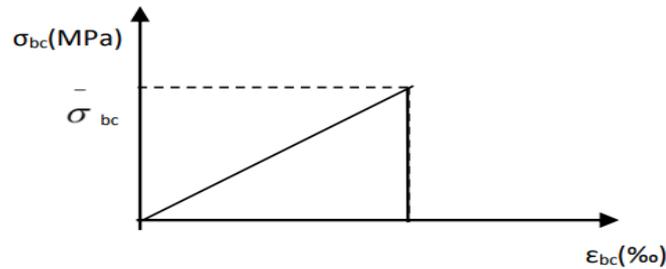


Figure 1.2. Diagramme Contrainte Déformation Du Béton A L'ELS

1.4.1.4 Déformation longitudinal du béton

➤ **Le module de déformation longitudinal instantané**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures : **(Art A.2.1.2.2 CBA93)**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

➤ **Le module de déformation longitudinal différé**

Pour des charges de longue durée d'application **(Art A.2.1.2.1 CBA93)**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} E_{vj} = 10818,87$$

➤ **Le module de déformation transversal**

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(v+1)}$

Coefficient de poisson « v » :

C'est rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales.

$$V = \begin{cases} 0 & \text{a l'ELU} \\ 0,2 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

$$G = \begin{cases} 16082,1 & \text{a l'ELU} \\ 13401,67 & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

1.4.2 L'acier

L'acier est caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression.

1.4.2.1 Contraintes de calcul aux états limites :

A . Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour notre cas :}$$

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$.
- Coefficient de sécurité : pour les situations courantes $\gamma_s = 1,15$.
Pour les situations accidentelles $\gamma_s = 1$.
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

B . Diagramme Contrainte- Déformation Suivant : CBA (A.2.2.2)

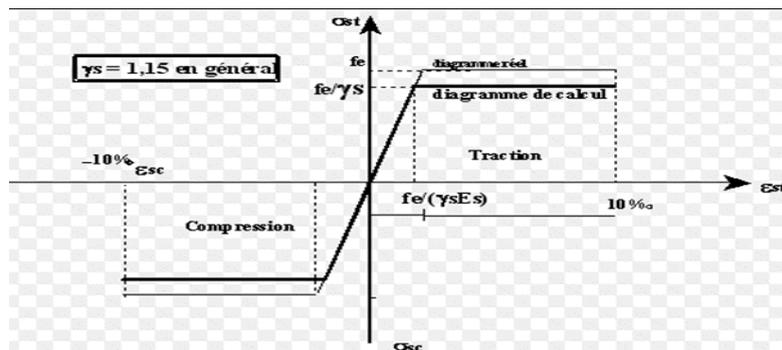


Figure 1.3. Diagramme Contrainte

C . Etat limite de service : (BAEL91)

- Fissuration peu nuisible : aucune de vérification à faire
- Fissuration nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 201,63 \text{ MPa}$.
- Fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) = 164,97 \text{ MPa}$

$$\text{Avec} \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les HA.} \end{cases}$$

1.5. Les Combinaisons d'action

Combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer Simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments, Les combinaisons d'action à considérer sont :

- **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$ELA : G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

- **Combinaison du BAEL 91 :**

$$ELU : 1.35G+1.5Q$$

$$ELS : G+Q$$

Avec : G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort sismique.

➤ **Pour les portiques :**

- **Les poteaux**

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q + E \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison (G + Q + E) donne un effort normal maximal et un moment Correspondant (N_{max} , M_{corr}).

- La combinaison (0.8G + E) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min}, M_{corr}).

- **Les poutres**

$$\text{À l'ELU } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS } G + Q$$

$$G + Q + E \dots\dots\dots (\text{RPA 99})$$

$$0,8 G \pm E$$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur, les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

➤ **Pour les voiles**

$G + Q + E$ (RPA 99)

$0.8G \pm E$

1.6. Règlements et normes utilisés

- RPA99/Version 2003 « Règlements Parasismiques Algériennes »
- CBA 93 « code de béton armé »
- BAEL 91/version 99 « béton armé aux états limite »
- DTR B.C.2.2 « document technique règlementaire charge et surcharge »
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1. Introduction

Le pré dimensionnement est une étape des plus importantes dans le processus d'étude d'un bâtiment en génie civil il a pour but de déterminer les sections préalables des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux différents sollicitations.

2.2. Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux destinés à reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, on a deux types de planchers (corps creux, dalle pleine).

2.2.1. Plancher à corps creux

Ils sont composés de hourdis et d'une dalle de compression ferrillée avec un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée. Ce type de plancher est utilisé dans la construction, les bâtiments à usage courant, ce plancher a pour avantage d'être économique, facile à réaliser et procure une bonne isolation thermique et phonique.

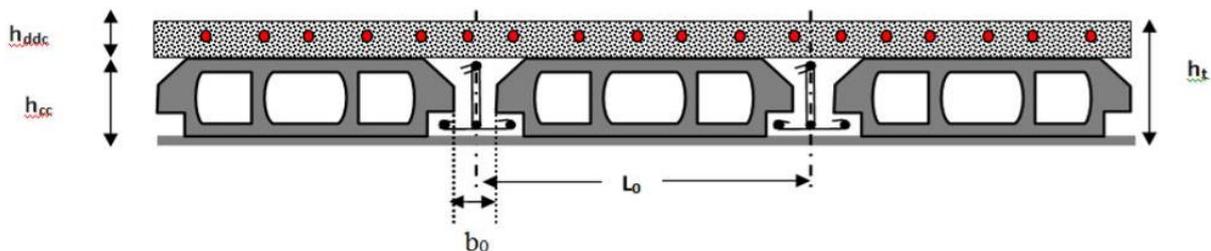


Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher corps creux

Avec :

- H_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression
- H_{cc} : Hauteur du corps creux
- b_0 : la largeur de la poutrelle
- l_0 : entre axe des poutrelles
- ht : Hauteur totale du plancher

$$ht \geq \frac{l_{max}}{22,5} \text{ (CBA 93 art B.6.8.4.2.4)}$$

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appui de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles.

ht : Hauteur total du plancher

$$L_{max} = 420 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{420}{22,5} = 19,69$$

On prend $h = 20\text{cm}$ soit un plancher (16+4)

2.2.2. La disposition des poutrelles

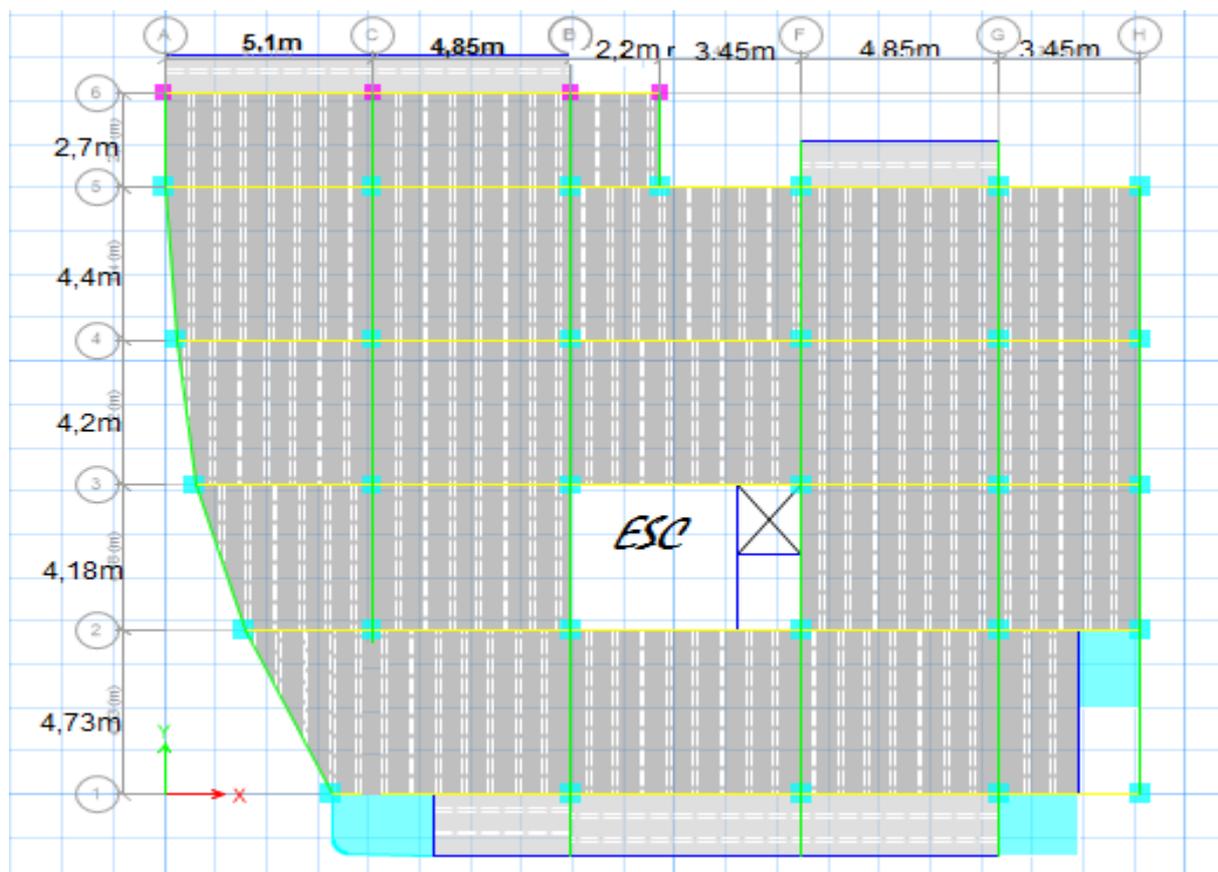


Figure 2.2. Vue en plan de la disposition des poutrelles du RDC

2.2.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T solidaires avec la dalle compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA93 .ART 4.1.3}$$

L_x : la distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens e la disposition des poutrelles.

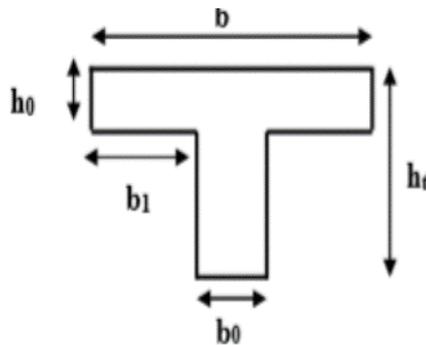


Figure.2.1.Coupe Transversale Des Poutrelles

Dans notre cas :

$h : 16 \text{ cm} ; h_0=4 \text{ cm}$ $b_0=12 \text{ cm}$

$L_x = 65-12 = 53 \text{ cm}$ $l_y=215 \text{ cm}$

$\frac{b-12}{2} \leq \min(26,5 \text{ cm} ; 21,5\text{cm})$ donc $b=55\text{cm}$

2.3. Plancher dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur e qui dépend du nombre d'appuis sur lesquels se repose cette dernière.

On dimensionne une dalle pleine suivant les critères si dessous :

➤ **Pour critère de coup -feu on doit vérifier si**

$h \geq 7 \text{ cm}$ → pour une heure de coupe-feu

$h \geq 11 \text{ cm}$ → pour deux heures de coupe-feu « CBA93 »

$h \geq 14 \text{ cm}$ → pour trois heures de coupe-feu

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

➤ Pour l'isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 » $e \geq 14 \text{ cm}$

➤ la résistance à la flexion

$e \geq \frac{lx}{20}$ → Dalle sur un appui ou 2 appuis parallèles

$\frac{lx}{35} < e < \frac{lx}{30}$ → dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \leq 0,4$

$\frac{lx}{45} < e < \frac{lx}{40}$ → dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \geq 0,4$

$\frac{lx}{30} < e < \frac{lx}{20}$ → dalle sur 2 appuis perpendiculaires

Avec :

- lx : la petite dimension de la dalle
- ly : la plus grande dimension de la dalle

Tableau 2.1. Types des dalles pleines

Dalles	Dessin et cotation
Sur trois appuis	<p>Diagrammes de dalles pleines sur trois appuis :</p> <ul style="list-style-type: none"> Dalle D1 : dimensions 1,2 (largeur) et 3 (longueur) Dalle D2 : dimensions 1,5 (largeur) et 3 (longueur) Dalle D7 : dimensions 1 (largeur) et 2,2 (longueur) Dalle D9 : dimensions 1,5 (largeur) et 3,7 (longueur) Dalle D11 : dimensions 1,2 (largeur) et 1,5 (longueur)
Sur deux appuis	<p>Diagrammes de dalles pleines sur deux appuis :</p> <ul style="list-style-type: none"> Dalle D5 (gauche) : dimensions 1,2 (largeur) et 1,4 (longueur) Dalle D5 (milieu) : dimensions 1,55 (largeur) et 2 (longueur) Dalle D4 : dimensions 2,55 (largeur) et 1,5 (longueur) Dalle D8 : dimensions 1,8 (largeur) et 2,10 (longueur) Dalle D10 : dimensions 1,4 (largeur) et 1,8 (longueur) Dalle D12 : dimensions 5,95 (largeur) et 1,3 (longueur) Dalle D3 : dimensions 1,10 (largeur) et 1,95 (longueur)

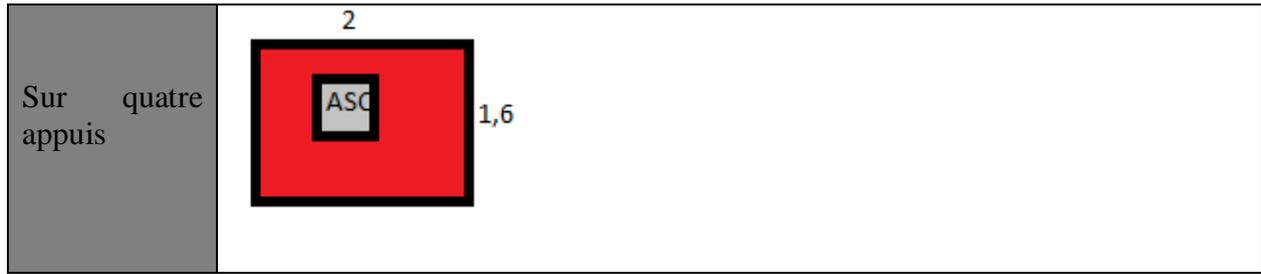


Tableau 2.2. Tableau récapitulatif des dimensions dalles pleines

Dalles	$\rho = l_x / l_y$	Epaisseur de la dalle
D1	0,4	e=14
D2	0,5	e=14
D3	0,85	e=14
D4	0,59	e=14
D5	0,77	e=14
D6	0,22	e=14
D7	0,41	e=14
D8	0,77	e=14
D9	0,66	e=14
D10	0,36	e=14
D11	0,90	e=14
D12	0,45	e=14

2.4. Les 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. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

➤ **Pré dimensionnement:**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

- Critère de stabilité de forme
- Critère de résistance

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

- Conditions du RPA99 V2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent Satisfaire les conditions suivantes pour la zone Iia :

$$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\min (b, h) \geq h_e / 20 \dots\dots\dots (2)$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Tableau 2.11.Section des poteaux pour les différents niveaux

Niveau	Dimension (b× h)	Poids propre (kn)
Entre sol 1 et 2 +RDC	55 ×45	18,93
Etage 1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50 ×45	17,21
Etage 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45 ×40	13,77

2.5. Les voiles

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeables dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis à vis des forces horizontales.

➤ **pré dimensionnement :**

Les dimensions minimales des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq \max (h_e / 20 ; 15\text{cm})$$

he : la hauteur libre d'étage

e : épaisseur de voile

he= hauteur d'étage – h de la poutre secondaire

L : longueur minimale de voile

$$e \geq \max (266 / 20, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13.3, 15 \text{ cm})$$

On prend e = 15 cm

$$L=4*e = 80 \text{ cm}$$

2.7. Les escaliers

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant.

➤ **pré dimensionnement**

Nous avons dans notre projet un seul type d'escalier à deux volées. $60 \leq 2h+g \leq 65$ cm

- **nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 2,4$ m et $H = 1,53$ m

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow \text{Le nombre de contre marches : } n = 9$$

$$\text{Le nombre de marches : } (n-1) = 8$$

- **Le giron(g)**

$$g = L_0 / (n-1) \Rightarrow g = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

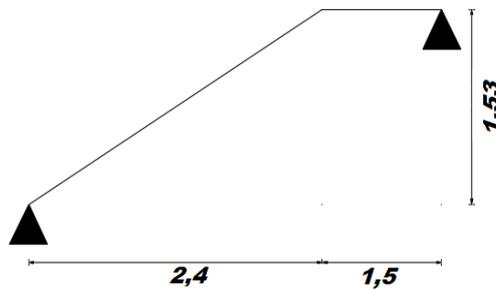


Figure 2.4. Schémas Statique De La Volée

- **la hauteur d'une contre marche(h)**

$$h = H/n \Rightarrow h = 1377/80 = 17 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement**

$$\text{On a } \alpha = \tan^{-1} h/g \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} 17/30 = 29,53^\circ$$

- **Épaisseur de la pailasse**

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 14,46 \text{ cm} \leq e \leq 21,7 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une épaisseur $e=18\text{cm}$

$60 \leq 2h+g=64 \leq 65$ la formule de **BONDEL** est vérifiée

2.8. L'acrotère

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, c'est un élément en béton armé qui joue le rôle de dispositif empêchant les eaux de ruissellement et de rejaillissement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité.

➤ Terrasse inaccessible

$H=60\text{ cm}$

$S= 10 * 60 + 2 * 10^2 + 8 * 10 = 690\text{ cm}^2$.

- Charge permanente

$G1= 0,069 * 25 = 1,725\text{ Kn/ml}$

- Enduit de ciment (extérieure intérieure) $e = 1,5\text{ cm}$

$G2 = 15 * 0,6 * 0,04 = 0,36\text{ Kn/ml}$

$G\text{ total} = G1 + G2 = 2,09\text{ Kn/ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q= 1\text{KN/m}^2$

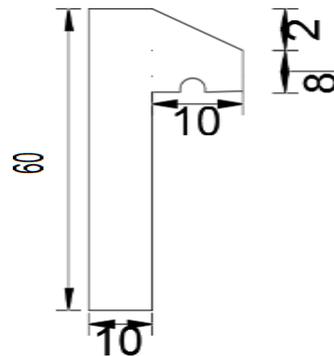


Figure 2.5. Coupe Transversale De L'acrotère

2.9. L'ascenseur

Appareil permettant la montée ou la descente aux différents étages d'un immeuble, il est constitué d'une cabine transportant des personnes, pour éviter l'encombrement des escaliers.

$Lx=1,6\text{ m}$, $Ly=2\text{m}$ $\Rightarrow s= 3,2\text{ m}^2$

$e \geq Lx/20$

$160/20= 8\text{ cm}$ $\Rightarrow e = 12\text{ cm}$

On opte pour $e=14\text{ cm}$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Poids de la dalle en béton armé

$$G1=25 \times 0,14=3,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de la machine**

$$G2= Fc/S =50/ 3,2=15,62 \text{ KN/m}^2$$

$$G \text{ total} = G1+ G2 =19,2$$

La surcharge d'exploitation est estimée à $Q=1 \text{ kN/m}^2$

2.10. Evaluation des charges et surcharges

Tableau 2.3. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
4	Corps creux	/	0,16+0,4	2 ,85
5	Forme de pente	22	0,01	2,2
6	Enduit de ciment	18	0 ,015	0,27
Charge permanente G				6,25
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en dalle pleine

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Lit de sable	18	0,02	0,36
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Dalle pleine	/	0,14	3,5
5	Forme de pente	22	0,01	2,2
6	Enduit de ciment	18	0 ,015	0,27

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

7	carrelage	20	0,02	0,4
Charge permanente G				7,25
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.5. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en Corps creux

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Lit de sable	18	0,02	0,36
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Corps creux	/	0,16+0,4	2,85
5	Forme de pente	22	0,01	2,2
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	carrelage	20	0,02	0,4
Charge permanente G				6,6
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.6. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lis de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,20	2,85
5	Cloison	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	carrelage	20	0,02	0,4
Charge permanente G				5,28
Charge d'exploitation Q				1,5

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau 2.7. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lis de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	/	0,14	3,5
5	Cloison	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0 ,015	0,27
Charge permanente G				5,93
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau 2.8. Evaluation des charges revenant au aux murs extérieurs

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	0,13
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,15	0,27
Charge permanente G				2,74

Tableau 2.9. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)		Poids (KN/m ²)
1	Paillasse	25	0,2068	0,2758	4,88
2	Carrelage	Horizontale	0,02		0,4
		Vertical	20	0,02h/g	
3	Mortier de pose	Horizontale	0,02		0,36
		Vertical	20	0,02h/g	
4	Enduit de ciment	18	0,015		0,27

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

5	Poids des marches	22	h/2	1,87
Charge permanente G				8,272
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau 2 .10.Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N	Couche	Poids volumique (KN)	Epaisseur (m)		Poids (KN/m ²)
1	Palier	25	0,18	0,24	3,68
2	Carrelage	20	0,02		0,4
3	Enduit de ciment	18	0,015		0,27
4	Lis de sable	18	0,02		0,36
5	Mortier de pose	20	0,02		0 ,4
Charge permanente G					5,11
Charge d'exploitation Q					2,5

2.11. Dégression des charges d'exploitation

Dans un bâtiment à usage d'habitation qui est multi-étage avec un nombre important d'étage qui sont indépendant les uns des autres il convient d'appliquer la loi de dégression de charge dite également de base.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le plancher terrasse $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, \dots, Q_n$ les charge

d'exploitation sur les niveaux 1, 2, 3, 4, 5, N et cela tous numéroté du sommet à la base

Sous toit terrasse Q_0

Sous toit du dernier étage (niveau 1) Q_0+Q_1

Sous toit étage immédiatement inférieure (niveau 2) $Q_0+0.95$
(Q_1+Q_2)

// // (niveau 3)..... $Q_0+0.9$ ($Q_1+Q_2+Q_3$)

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

//	//	(niveau 4) $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
//	//	(niveau n)..... $Q_0 + (3+n)/ (2*n) * \sum_1^n Q_i$

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les niveaux de la bâtisse il y'a lieu de simplifier la loi de dégression en réduisant la charge de chaque niveau de 10% jusqu'à arriver à 0.5 Q_0 et cette valeur sera conservée pour tous les niveaux inférieures. (DTR BC.2.2. Art 6.1)

Le poteau que nous allons étudier est le poteau le plus sollicité, ce qui signifie le poteau qui prend un effort de compression maximal par rapport aux autres poteaux.

Pour cela nous avons sélectionné deux poteaux qui nous semblent susceptibles d'être les plus sollicités selon leurs surfaces afférentes.

- P1 : poteau intermédiaire
- P2 : Poteau au niveau de la cage d'escalier

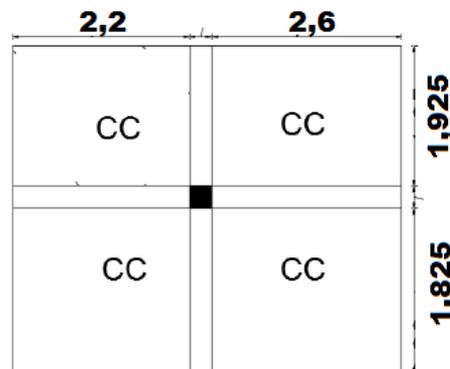


Figure 2.1. Surface qui revient au poteau (P1)

– poteau (P1)

La surface afférente

bpp: Largeur de la poutre principale

bps: Largeur de la poutre secondaire

$$S_{gaff} = 4,23 + 5,01 + 4,75 + 4,02 = 18 \text{ m}^2$$

$$S_{qaff} = 18 + 4,8 * bpp + 3,75 * bps = 20,57 \text{ m}^2$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Poids du plancher

$$\begin{cases} G_p = G * S_{gaff} = 6,25 * 18 = 112,5 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_{qaff} = 1 * 20,57 = 20,57 \text{ KN} \end{cases}$$

Poids plancher terrasse

$$\begin{cases} G_p = G * S_{gaff} = 5,28 * 18 = 124,82 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_{qaff} = 1,5 * 20,57 = 30,85 \text{ KN} \end{cases}$$

Poids plancher inférieure

Poids des poutres

$$P_{pp} = 25 * 0,45 * 0,3 * (4,8) = 16,2 \text{ KN}$$

$$P_{pp} + P_{ps} = 27,45 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 25 * 0,4 * 0,3 * (3,75) = 11,25 \text{ KN}$$

Poids des poteaux

Tableau 2.12. Poids Propres Des Poteaux

Niveau	Dimension (b× h)	Poids propre (kn)
Entre sol 1 et 2 +RDC	55 ×45	18,93
Etage 1 ^{er} et 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50 ×45	17,21
Etage 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45 ×40	13,77
Terrasse inaccessible	40×35	10,71

Poids des murs double cloison

$$P_{dc} = G_{dc} * (h_e - h_p + h_e - h_{cc}) * L_{dc}$$

G_{dc}: charge des murs double cloison

h_e: hauteur libre de l'étage

h_p: hauteur de la poutre

h_{cc}: hauteur du corps creux

L_{dc}: longueur du mur en double cloison

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau 2.13. Poids des murs double cloison

Niveau	Poids des murs KN
Entre sol1	48,21
RDC	47,09
Étage 3ème et 2ème et 1ème	39,47

Tableau 2.14. Résultats de la descente de charge

Niveau	Designation	Charge Permanente G(KN)	Surcharge d'exploitation Q(KN)
N₀	Terrasse inaccessible	112.5	20,57
	Poutre (PP+PS)	27.45	
	Poteaux	10.71	
	Σ	150.66	
N₁	Venant de N ₀	150,66	51,42
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	13,77	
	Murs DC	30,08	
	Σ	317	
N₂	Venant de N ₁	317	79,18
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	13,77	
	Murs DC	25,10	
	Σ	478,36	

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

N ₃	Venant de N ₂	478,36	
	Plancher C.C	95,10	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	13,77	
	Murs DC	25,10	
	Σ	639,72	103,86
N ₄	Venant de N ₃	639,72	
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	17,21	
	Murs DC	39,47	
	Σ	818,89	125,46
N ₅	Venant de N ₄	818,89	
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	17,21	
	Murs DC	39,47	
	Σ	998,06	143,97
N ₆	Venant de N ₅	998,06	
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	17,21	
	Murs DC	39,47	
	Σ	1177,23	159,3

N₇	Venant de N ₆	1177,23	
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	18,93	
	Murs DC	47,09	
	Σ	1365,74	173,9
N₈	Venant de N ₇	1365,74	
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	18,93	
	Murs DC	48,21	
	Σ	1555,37	190,86
N₉	Venant de N ₈	1555,37	
	Plancher C.C	95,04	
	Poutres (PP+PS)	27,45	
	Poteaux	18,93	
	Σ	1696,79	206,6

– *Poteau (P2)*

La surface afférente

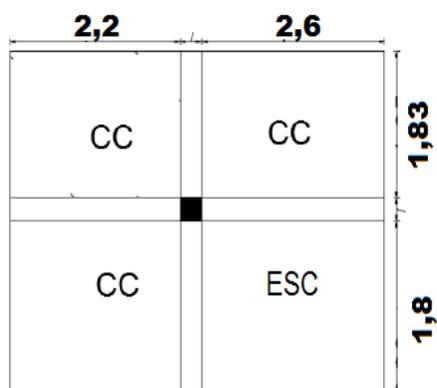


Figure 2.7. Surface qui revient au poteau (p2)

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

$$S_1=4,026 \text{ m}^2, \quad S_2=4,758 \text{ m}^2, \quad S_3=3,96 \text{ m}^2$$

$$S_4 \begin{cases} CC = 4,68 \text{ m}^2 \\ DP = \text{Spalier} + \text{Svolé} \end{cases}$$

Poids du plancher

$$\text{Poids plancher terrasse} \quad \begin{cases} G_p = G * S_{\text{gaff}} = 117 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_{\text{gaff}} = 21,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Poids plancher inferieure} \quad \begin{cases} G_p = G * S_{\text{gaff}} = 74,13 \text{ KN} \\ Q_p = Q * S_{\text{gaff}} = 36,24 \text{ KN} \end{cases}$$

Poids des poutres

$$P_{pp} = 25 * 0,45 * 0,3 * (4,8) = 16,2 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 25 * 0,4 * 0,3 * (3,63) = 10,89 \text{ KN}$$

$$P_{pp} + P_{ps} = 27,09 \text{ KN}$$

Tableau 2.15. Poids des murs double cloison

Niveau	Poids des murs KN
Entre sol1	48,21
Etage 3eme et 2eme	52,10
Etage 5éme et 4éme ,1 ^{er} étage, entre sol 2, RDC	33,68
Etage 6eme	47,02

Tableau 2.16. Résultats de la descente de charge

Niveau	Designation	Charge Permanente G(KN)	Surcharge d'exploitation Q(KN)
N₀	Terrasse inaccessible	117	
	Poutre (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	10.71	
	Σ	154.8	21.25
N₁	Venant de N ₀	154.8	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	13.77	
	Murs DC	47.02	
	Escaliers	25.26	
	Σ	342.07	57.49
N₂	Venant de N ₁	342.07	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	13.77	
	Murs DC	33.68	
	Escaliers	25.26	
	Σ	516	90.09
N₃	Venant de N ₂	516	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	13.77	
	Murs DC	33.68	
	Escaliers	25.26	
	Σ	689.93	119.07

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

N ₄	Venant de N ₃	689.93	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	17.21	
	Murs DC	52.10	
	Escaliers	25.26	
	Σ	885.72	144.43
N ₅	Venant de N ₄	885.72	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	17.21	
	Murs DC	52.10	
	Escaliers	25.26	
	Σ	1081.51	166.17
N ₆	Venant de N ₅	1081.51	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	17.21	
	Murs DC	33.68	
	Escaliers	25.26	
	Σ	1258.88	184.28
N ₇	Venant de N ₆	1258.88	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	18.68	
	Murs DC	33.68	
	Escaliers	25.26	
	Σ	1437.97	201.31

N₈	Venant de N ₇	1437.97	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	18.93	
	Murs DC	33.68	
	Escaliers	25.26	
	Σ	1617.06	221.24
N₉	Venant de N ₈	1617.06	
	Plancher C.C	74.13	
	Poutres (PP+PS)	27.09	
	Poteaux	18.93	
	Escaliers	25.26	
	Σ	1762.47	239.72

Le poteau central (P2) est le plus sollicité ce qui implique de faire les vérifications pour ce poteau.

2.12. Vérification

L'effort doit être majoré de 10% puisqu'il appartient à un bâtiment à plus de trois travées

$$Nu = 1.35 * 1762.47 + 1.5 * 239.72 = 2738,91 \text{ KN (pour le Poteau P2)} \text{ (CBA93 art B.8.1.1)}$$

$$Nu^* = 1.1 * 2738,91 = 3012,801 \text{ KN}$$

- Vérification à la résistance

$$\bar{\sigma} = Nu^* / B \leq \bar{\sigma} = 0.85 * (f_{c28} / \gamma_b)$$

$$0.85 * f_{c28} / 1.15 = 14.2 \text{ MPA et A la base on a : } B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2$$

$$10,96 \text{ MPA} \leq 14.2 \text{ MPA} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

Les résultats de calcul des autres niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.17. Résumé de la vérification à la résistance des poteaux

Niveau	Nu(KN)	Bcal	Bado	Observation
N0	240,85	0,019	0,14	Vérifiée
N1	548,03	0,042	0,18	Vérifiée
N2	831,74	0,064	0,18	Vérifiée
N3	1110,01	0,086	0,18	Vérifiée
N4	1412,37	0,110	0,225	Vérifiée
N5	1709,29	0,132	0,225	Vérifiée
N6	1975,91	0,153	0,225	Vérifiée
N7	2243,22	0,174	0,2475	Vérifiée
N8	2766,38	0,195	0,2475	Vérifiée
N9	3012,801	0,212	0,2475	Vérifiée

- Vérification Critère de stabilité de forme (Flambement) :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limite de déformation (flambement) D'après le (CBA 93).on doit vérifier l'effort normal ultime :

$$Nu \leq Nu^* = \alpha \times [(Br \times f_{c28}) / (0,9 \times \gamma_b) + (As \times f_e) / \gamma_s] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Br : Section réduite de béton.

As : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1,5.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1,15.

α : Coefficient tenant compte de l'élanement : \Rightarrow

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\lambda / 50)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement $\lambda = lf/i \Rightarrow$ Avec $\left\{ \begin{array}{l} lf : \text{longueur de flambement } lf = 0,7 * l_0 \\ i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{I/B} \end{array} \right.$

l_0 : longueur du poteau = 3,06 m

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

D'après L'expression donnée par **le BAEL 91(art B.7.4.2)**

$$Br \geq Nu / [fc28 / (0,9 \cdot \gamma_b) + f_e / (100 \cdot \gamma_s)] \alpha$$

Il faut vérifier que : $Br_{adopté} \geq Br_{calculé}$

Les résultats de calculs pour le poteau (P2) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.18. Vérification au flambement

niveau	L ₀ (cm)	lf	I	i	Y	£	Nu	Brc	Brad
N0	266	1,862	18,66	0,12	16,68	0,813	264,94	0,015	0,1254
N1	266	1,862	30,37	0,13	15,4	0,818	602,83	0,034	0,1634
N2	266	1,862	30,37	0,13	15,4	0,818	915	0,051	0,1634
N3	266	1,862	30,37	0,13	15,4	0,818	1221,01	0,068	0,1634
N4	266	1,862	46,87	0,144	13,90	0,824	1553,61	0,086	0,2064
N5	266	1,862	46,87	0,144	13,90	0,824	1880,22	0,104	0,2064
N6	266	1,862	46,87	0,144	13,90	0,824	2173,5	0,120	0,2064
N7	266	1,862	52,72	0,146	13,71	0,825	2467,54	0,136	0,2279
N8	266	1,862	52,72	0,146	13,71	0,825	2766,38	0,152	0,2279
N9	266	1,862	52,72	0,146	13,71	0,825	3012,801	0,166	0,2279

Les conditions sont vérifiées donc le poteau ne risque pas de se flamber.

- Vérification des exigences au RPA99 (art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent Satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa:

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\min(b, h) \geq h_e / 20 \dots \dots \dots (2)$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées.

2.13. Conclusion

Pour stabilité de bâtiment vis-à-vis à la sollicitation du second genre, pour que le bâtiment soit bien contreventé, les sections adoptées pour les éléments sont :

Plancher corps creux (16+4) cm

Poteaux de entre sol 1, 2et RDC: (55×50) cm²

Poteaux des étages 1er ,2 et 3 : (50×45) cm²

Poteaux des étages4, 5 et 6 : (45×40) cm²

Poteaux terrasse inaccessible : (40×35) cm²

Poutres chainage : (30×35) cm²

Poutre palière : (30×40) cm²

Poutres principales : (30×45) cm²

Poutres secondaires : (30×40) cm²

Voiles : e = 15cm

Chapitre 3 Etudes des éléments secondaires

3.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

3.2. Etude de plancher

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associés à des poutrelles Préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm.

3.2.1. Etude des poutrelles

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

➤ **Méthode de calcul :**

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

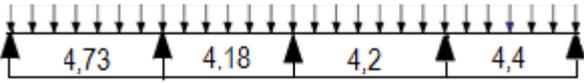
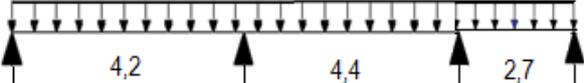
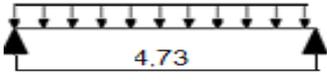
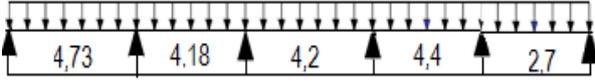
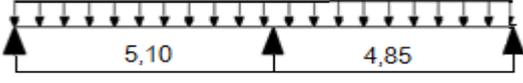
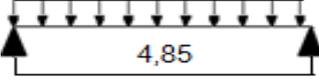
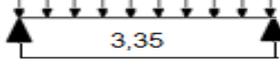
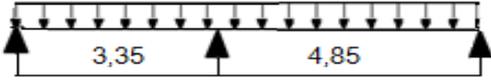
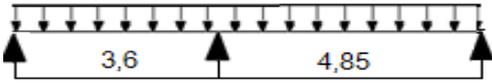
- Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée
- Méthode de Caquot applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée
- Méthode de la RDM classique (cas isostatique)

Le détail de calcul de ses différentes méthode est détaillés dans (**l'annexe 4**)

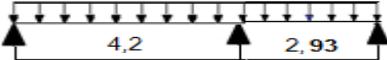
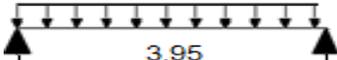
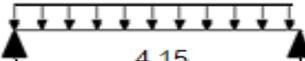
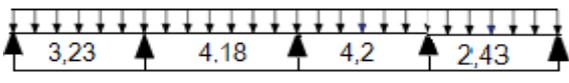
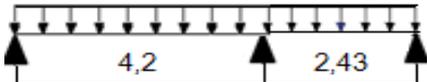
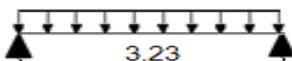
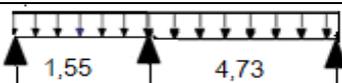
3.2.1.1 Les types des poutrelles

Respectant les conditions dictées précédemment.

Tableau 3.1. Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1	Tous les niveaux		Forfaitaire
Type 2	Entre sol 1 et 2+ RDC + étages de 1 a 5		Caquot minoré
Type 3	Tous les niveaux sauf terrasse		RDM
Type 4	Entre sol 1 + RDC + étages de 1 a 5		Forfaitaire
Type 5	Entre sol 1 et 2 + RDC + étages de 1 a 4		Forfaitaire
Type 6	RDC+ etages 1+2+3+4+5+6 étage		RDM
Type 7	Entre sol 1 + etages 1 +2+3+4		RDM
Type 8	Etages 1 +2+3+4+5		Caquot minoré
Type 9	Etages 5+6		Forfaitaire
Type10	Entre 5		Caquot minoré

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

Type11	Etage 6		Caquot minoré
Type12	Etage 6		Caquot minoré
Type13	Entre sol 1 a etages 4		RDM
Type14	Entre sol 1 a etages 4		RDM
Type15	Entre sol 1 a etages 4		RDM
Type16	Entre sol 1 a etages 4		RDM
Type17	Entre sol 1 a etages 4		RDM
Type18	Terrasse		Caquot minoré
Type19	Terrasse		Caquot minoré
Type20	Terrasse		RDM
Type21	Entre sol 2 a etages 4		Caquot minoré
Type22	Terrasse		Caquot minoré

3.2.1.2 Calcul des sollicitations

$$qu = (1,35G+1,5Q)l_0$$

$$qs = (G+Q) l_0$$

Calcul des charges revenant aux poutrelles sont résumées dans le **tableau 3.2.**

Tableau 3.2. *Chargement sur les poutrelles*

Désignation	G(KN/ m ²)	Q(KN/m ²)	L0	Qu(KN/ m)	Qs (KN/ m)
Etage courant	5,28	1,5	0,65	6,09	4,41
Terrasse	6,9	1	0,65	6,49	4,74

3.2.1.3 Exemple de calcul

➤ **Plancher étage courant**

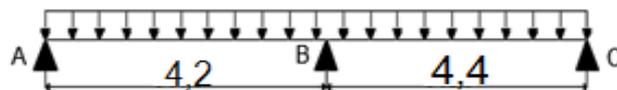


Figure 3.1. *Schéma statique de la poutrelle Type 9*

Les conditions d’applications de la méthode forfaitaire (**voir annexe 4**)

1. $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2 \cdot G) \rightarrow 1,5 < \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 8,52 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots$ vérifié
2. $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 4,2 / 4,4 = 0,95 \leq 1,25 \dots\dots\dots$ vérifié
3. Fissuration peut nuisible $\dots\dots\dots$ vérifié
4. inertie (I) constante $\dots\dots\dots$ vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$M_{0AB} = 13,43 \text{ KN/m} \quad M_{0BC} = 14,74 \text{ KN/m}$$

➤ **Moments aux appuis**

• **Appuis intermédiaire :**

$$M_B = -0,6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = -8,84 \text{ Kn.m}$$

• **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = -0,15 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = -2,21 \text{ Kn.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Moments Travée AB :**

$$\alpha = Q / (G+Q) = 0,221$$

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq M_{ax}(1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0) \dots\dots\dots 1er \text{ condition}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha)M_0 / 2 \dots\dots\dots 2eme \text{ condition}$$

D'où $M_t = 9,9 \text{ KN.m}$ $M_{tELS} = 7,18 \text{ KN.m}$

• **Moments en travées BC :**

$$\alpha = Q / (G+Q) = 0,221$$

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq M_{ax}(1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0) \dots\dots\dots 1er \text{ condition}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha)M_0 / 2 \dots\dots\dots 2eme \text{ condition}$$

ELU → $M_t = 11,29 \text{ KN.m}$ ELS → $M_t = 8,18 \text{ KN.m}$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_0 = \pm Q * L / 2$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 12,80 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -14,71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = 1,15 * P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 15,41 \text{ KN} \\ V_C = -P^U * \frac{L_{BC}}{2} = -13,41 \text{ KN} \end{cases}$$

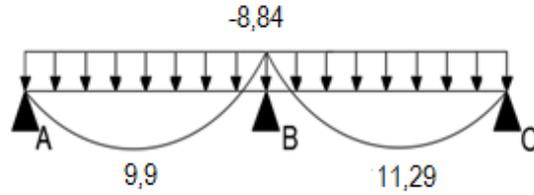


Figure 3.2. Diagramme des moments Sur la poutrelle à l'ELU

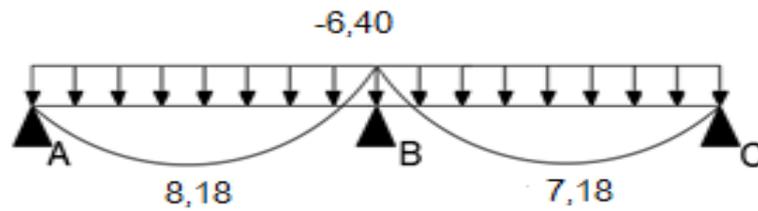


Figure 3.3. Diagramme des moments Sur la poutrelle à l'ELS

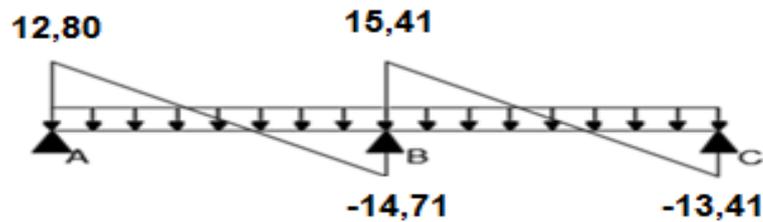


Figure 3.4. Diagramme des efforts tranchants sur la poutrelle

3.2.1.4 Les sollicitations les plus défavorables

Tableau 3.3. Sollicitations dans les différents types de poutrelles

Types Plancher		M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Etage courant	13,90	10,07	-8,52	-6,17	-2,55	-1,85	15,84
Type 2	Etage courant	10,63	7,7	-7,37	-6,16	-2,21	-1,60	14,74
Type 3	Etage courant	17,03	12,33	/	/	-2,55	-1,85	14,40

Type4	Etage courant	13,90	10,07	-8,52	-6,16	-2,55	-1,85	15,84
Type5	Etage courant	15,17	10 ,99	-11,88	-8,60	-2,97	-2,15	17,86
Type6	Etage courant	17,91	12,97	/	/	-2,69	-1,95	14,77
Type 7	Etage courant	8,55	6,18	/	/	-1,28	-0,93	10,21
Type 8	Etage courant	13,31	9,66	-9,90	-7,10	-2,69	-1,95	16,82
Type9	Etage courant	11,29	8,18	-8,84	-6,40	-2,21	-1,60	15,41
	Terrasse	10,97	8,01	-8,59	-6,27	-2,15	-1,57	15,67
Type10	Etage courant	13,19	9,57	-10,19	-7,30	-2,69	-1,95	16,88
Type11	Etage courant	8,62	6,37	-6,34	-4,55	-2,02	-1,46	12,96
Type12	Etage courant	9 ,97	7,24	-7,45	-5,34	-2,02	-1,46	14,58
Type13	Etage courant	11,88	8,60	/	/	-1,78	-1,29	12,03
Type14	Etage courant	5,15	3,73	/	/	-0,77	-0,56	7,92
Type15	Etage courant	1,1	0,79	/	/	-0,17	-0,12	3,65
Type16	Etage courant	13,11	9,94	/	/	-1,97	-1,5	12,64
Type17	Etage courant	3,05	2,21	/	/	-0,46	-0,33	6,09
Type18	Terrasse	8,34	6,12	-6,63	-4,81	-2,15	-1,57	13,94
Type19	Terrasse	10,65	7,79	- 7,87	-5,71	- 2,15	-1,57	15,50
Type20	Terrasse	8,46	6,18	/	/	-1,27	-0,93	10,48
Type21	Etage courant	12,69	9,20	-9,34	-6,69	-2,55	-1,84	16,39
Type22	Terrasse	10,50	7,68	-8,05	-5,84	-2,14	-1,56	15,48

Les sollicitations les plus défavorables pour les poutrelles sont présentées dans le **Tableau 3.4**

Tableau 3.4. Sollicitations maximales dans les poutrelles

Types Plancher	M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Etage courant	17,91	12,97	-11,88	-8,6	-2,97	-2,15	17,86
Terrasse	10,97	8,01	-8,59	-6,27	-2,15	-1,57	15,67

3.2.1.5 Calcul du ferrailage

➤ **Ferrailage longitudinale**

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple.

• **Exemple de calcul**

$$\left\{ \begin{array}{l} d' = 3\text{cm} \\ f_{c28} = 25\text{ MPa} \\ d = 17\text{cm} \\ f_e = 400\text{ MPa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 55\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ **Ferrailage en travée**

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,55 \times 0,04 \times \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{tu} = 17,91\text{KN.m} > M_u \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{17,91 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,55 \times 0,17^2} = 0,079 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348\text{ MPa}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 210000} \rightarrow \varepsilon_l = 1,65 * 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + 1,65} \rightarrow \alpha_l = 0,679$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,396$$

$$\mu_{bu} = 0,079 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,104$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,163\text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{17,91 \times 10^{-3}}{(0,163 \times 348)} = 3,16\text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

(BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,55 \times 0,17 \times \frac{2,1}{400} = 1,13\text{cm}^2$$

$$A_l = 3,16\text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,13\text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s=3,16 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage en appuis**

✓ **Appuis intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{11,88 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,12 \cdot 0,17^2} = 0,242 > 0,186 \text{ ----- Pivot B}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \begin{cases} \mu_1 = 0,396 \\ \alpha_1 = 0,679 \\ \varepsilon_1 = 1,65 \cdot 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,396 > \mu_{bu} = 0,242 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,352$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,146 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{11,88 \cdot 10^{-3}}{(0,146 \cdot 348)} = 2,30 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,17 \times \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{min}} = 0,25 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 2,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 2,64 \text{ cm}^2$$

✓ **Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = 0,06$$

$$\alpha = 0,077$$

$$z = 0,165 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0,52 \text{ cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 0,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } : A_a^{\text{rive}} = 0,52 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix de ferraillage**

En travée **3HA12=3,39 cm²**

En appuis intermédiaire.... **1HA14+1HA10=2,33 cm²**

En appuis de rive **1HA10 = 0,79 cm²**

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

Tableau 3.5. Calcul des armatures en travée

M_t	μ_{bu}	α	Z	$(cm^2)A_{cal}$	$(cm^2)A_{adopté}$	$(cm^2)A_{min}$	$(cm)S_t$
Etage courant							
17,91	0,079	0,104	0,163	3,16	2,39=3HA12	1,13	15
Terrasse							
10,97	0,049	0,062	0,166	1,9	2,36=3HA10	1,13	15

Tableau 3.6. Calcul des armatures aux appuis intermédiaires

M_t	μ_{bu}	α	Z	$(cm^2)A_{cal}$	$(cm^2)A_{adopté}$	$(cm^2)A_{min}$	$(cm)S_t$
Etage courant							
-11,8	0,242	0,352	0,146	2,30	2,33=1HA14+1HA10	0,25	15
Terrasse							
-8,01	0,175	0,242	0,154	1,61	1,9=1HA12+1HA10	0,25	15

Tableau 3.7. Calcul des armatures aux appuis de rive

M_t	μ_{bu}	α	Z	$(cm^2)A_{cal}$	$(cm^2)A_{adopté}$	$(cm^2)A_{min}$	$(cm)S_t$
Etage courant							
-2,97	0,06	0,077	0,165	0,52	0,79 =1HA10	0,25	15
Terrasse							
-1,57	0,044	0,056	0,166	0,37	0,79 =1HA10	0,25	15

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \leq (\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 12 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ donc $A_{t6} = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

❖ **Vérifications à ELU**

• **Vérification de rupture par cisaillement**

$V_u = 17,86 \text{ Kn}$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 * d} = \frac{(17,86 \times 10^{-3})}{(0,12 \times 0,17)} = 0,875 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,875 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ condition est vérifiée

• **L'espacement(St)**

Flexion simple, FPN, pas de reprise de bétonnage $\Leftrightarrow K = 1$.

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

1) $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 15,3 \text{ cm}$

2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 47,5 \text{ cm}$

3) $St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 61,92 \text{ cm}$

On prend **St = 15 cm**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \qquad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 21,5 \text{ cm}$$

$\tau_u = 1,14 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

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

❖ En appuis de rive

$$A_s^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_s^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 17,86 \times 10^{-3} = 0,513 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,39 + 0,79 = 4,18 \text{ cm}^2 > 0,513 \text{ cm}^2$ condition est vérifiée

❖ En appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(17,86 \times 10^{-3} + \frac{-11,88 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,17} \right) = 2,76 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,39 + 3,08 = 6,48 \text{ cm}^2 > -2,76 \text{ cm}^2$ condition est vérifiée

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

$$V^{\max} \leq 0,267 \times 0,9 \times d \times b_0 \times f_{c28}$$

$V^{\max} = 17,86 \text{ KN} < 123 \text{ KN}$ Condition vérifiée

➤ **Vérfications à ELS**

a. État limite d'ouverture des fissures.

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

• **En travée**

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = -2,21 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

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

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

• **En appuis intermédiaires**

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} * y^2 + 15AY - 15 \times Ad = 0$

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

Tableau 3.8. Vérifications des contraintes à l'ELS

	M _{ser} (Kn.m)	Y(cm)	I (m ⁻⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	12,97	4,76	0,959	6,43	15	Vérifiée
En appuis	-8,60	4,57	0,889	4,23	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable étage courant **type 5**, car elle est continue et d'une travée max de 5,1m. Si sa flèche est vérifiée, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

Données : l=5,10m ; M_{0s}= 14,34KN.m ; M_{ts}=12,97KN.m

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

- 1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h=20 \text{ cm} < 30,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,39 \text{ cm}^2 > 1,84 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 5,1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Deux conditions non vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5m \text{ (BAEL91 ART B. 6.5)}$$

$$\Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{510}{1000} + 0,5 = 1,01 \text{ cm}$$

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

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

- f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).
- f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.
- f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- ✓ Modules de Young instantané et différé

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A} \quad Y_G = 4,76 \text{ cm}$$

➤ Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 +$$

$$15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A \cdot (Y_G - d)^2$$

$$I_0 = 19481 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = 0,0166$$

➤ Calcul des Coefficients λ_i, λ_v

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 \cdot b + 3 \cdot b_0) \rho} = 2,38 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 0,952 \end{cases}$$

➤ Calcul des contraintes de traction σ_{st}

$$\begin{cases} I = 9595,5 \text{ cm}^4 \\ y = 4,76 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 134,75 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 184,79 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 219,79 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients μ_g, μ_j, μ_p

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.667 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.745 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,780 \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8276,5 \text{cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 7730,2 \text{cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7501,1 \text{cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13101 \text{cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 18,513 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 6,817 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 12,270 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 10,010 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 13,95 \text{ mm} > \bar{f} = 10,1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

Remarque : La flèche n'est pas vérifiée pour plancher étage courant pour cela on va augmenter la section de ferrailage a 3HA16=6,06 cm²

La flèche de la terrasse inaccessible ne vérifie pas donc on a augmenté la section d'armature de 2HA10+1HA10=2,36 cm² a 3HA14=4,62cm²

➤ **Ferrailage de la dalle de compression**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser 20 cm : Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ; 33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=235\text{MPa}$

$$l_0 = 55 \text{cm} \qquad 50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles A^\perp

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.94 \text{cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles A''

$$A'' = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.47 \text{cm}^2$$

On choisit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$5\phi 6 / \text{ml} = 1,41 \text{cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $St = 20 \text{cm} \leq 20 \text{cm}$

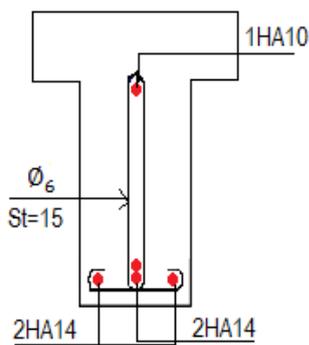
Parallèles aux poutrelles

$4\phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{cm}^2 / \text{ml}$ avec $St = 25 \text{cm} \leq 30 \text{cm}$

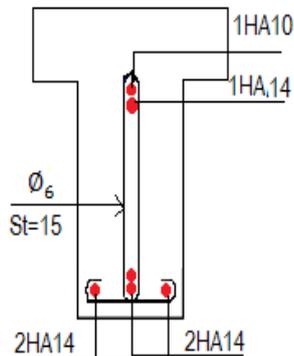
3.2.1.6 Schémas de ferrailage

➤ Plancher RDC + Étage courant

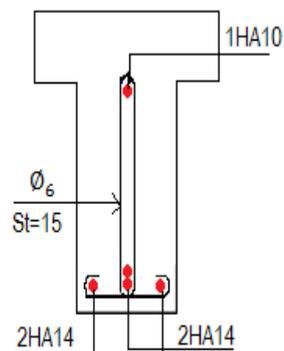
Travée



appui intermédiaire



appui de rive



➤ Plancher terrasse inaccessible

Travée

appui intermédiaire

appui de rive

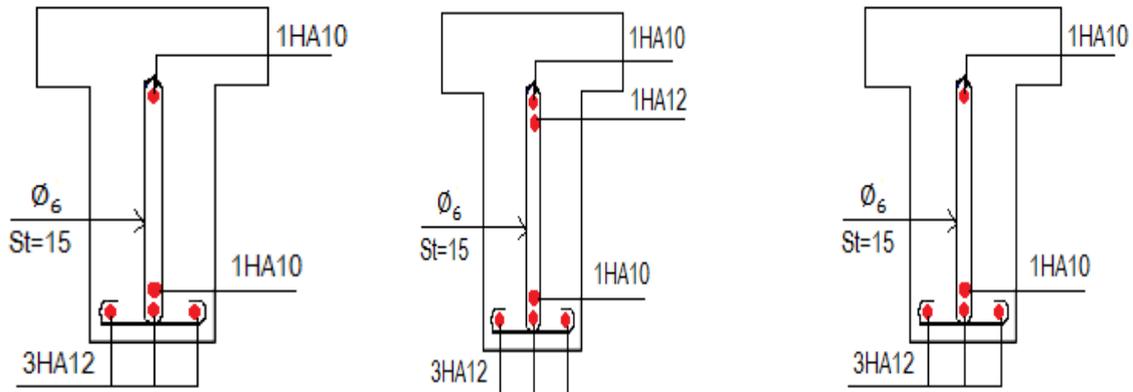


Figure 3.5. Schéma de ferrailage des poutrelles

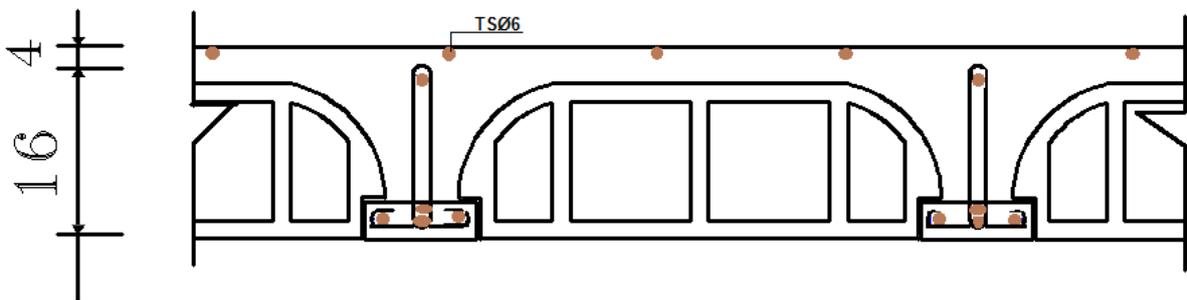


Figure 3.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.3. Etude des dalles pleines

On appelle un panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = L_x / L_y$$

⇒ Si : $\rho \leq 0,4$ ⇒ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant L_x)

⇒ Si : $\rho > 0,4$ ⇒ la dalle travaille suivant les deux sens.

3.3.1. Type 1 : panneau D 1(balcon) : sur 3 appuis

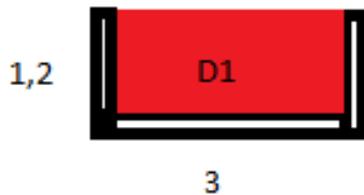


Figure 3.7. Panneau de dalle D1 (balcon)

$$L_x = 1.20 \text{ m}, L_y = 3 \text{ m} \Rightarrow L_x < L_y/2$$

La dalle travaille selon les deux sens « lx, ly ».

3.3.1.1 Calcul à L'ELU

$$G = 5,93 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,25 \text{ Kn/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_0 x = q_u \times l_x^2 \times l_y / 2 - 2 \times q_u \times l_y^3 / 3 = 13,36 \text{ Kn.m}$$

$$M_0 y = q_u \times l_x^3 / 6 = 3,816 \text{ Kn.m}$$

- **Moment en travée :** $M_{xt} = 0,85 \times M_0 x = 11,36 \text{ Kn.m}$

$$M_{yt} = 0,85 \times M_0 y = 3,24 \text{ Kn.m}$$

- **Moment en appuis :** $M_{xa} = -0,5 M_0 x = -6,68 \text{ Kn.m}$

$$M_{ya} = -1,91 \text{ Kn.m}$$

- **L'effort tranchant :** $V_{u_x} = (q_u \times l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 5,30 \text{ Kn.}$

$$V_{u_y} = (q_u \times l_y) / 2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 0,41 \text{ Kn.}$$

3.3.1.2 Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire : b = 100 cm, h = 14 cm, d = 11 cm, f_{bu} = 14,2 MPa, f_{st} = 348 MPa

Tableau 3.9. Calcul des armatures principales pour la dalle

Sens	Mu (kn.)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adp} (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée								
x-x	11,36	0,066	0,085	0,106	3,08	1,12	3,14	33
y-y	3,24	0,018	0,024	0,108	0,86	1,12	1,51	33
En appuis								
x-x	-6,68	0,064	0,075	0,107	1,78	1,12	2,01	33
y-y	-1,91	0,016	0,021	0,108	0,50	1,12	1,51	33

▪ **Espacement des barres :**

// à Lx : $St \leq \min(2 \times e, 33cm) = 25 \text{ cm}$

// à Ly : $St \leq \min(3 \times e, 33cm) = 33 \text{ cm}$

▪ **Vérifications :(BAEL 91) :**

▪ **L'effort tranchant :**

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 11 \text{ cm}$, $V_u = 7,10 \text{ Kn}$

$\tau_u = V_u / b \times d = 0,064 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_c \times 28 / \gamma_b = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots$ condition vérifier (pas de risque de rupture par cisaillement)

- **A L'ELS**

$q_s = G + Q = 9,43 \text{ Kn/m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

$$b y^2 / 2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ et } I = b y^3 / 3 + 15 A (d - y)^2$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

Fissuration nuisible $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{f_t}) = 201,6 \text{ MPa}$

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

Tableau 3.10 .Calcul des contraintes pour la dalle pleine

Sens	Mser (Kn.m)	Y (cm)	I* 10 ⁻⁵ (m4)	σbc (MP)	σ̄bc (MPa)	Observ	σst (MPa)	σ̄st (MPa)	Observ
En travée									
x-x	8,08	0,0278	3,896	5,766	15	Vérifiée	255,46	201,6	n'est pas Vérifiée
y-y	2,312	0,0176	1,628	2,507	15	Vérifiée	196,23	201,6	Vérifiée
En appuis									
x-x	4,75	0,0245	3,078	3,797	15	Vérifiée	230,99	201,6	n'est pas Vérifiée
y-y	1,35	0,0176	1,628	1,474	15	Vérifiée	87,08	201,6	Vérifiée

Donc on augmente la section d'armature ⇒ On prend

4HA12 = 4,52 cm²/ml dans le sens x-x en travée

4 HA10= 3,14 cm²/ml dans le sens x-x en appuis

En travée ⇒ σst = 180,21 MPa < σ̄st = 201,6 MPa.....condition vérifiée.

En appuis ⇒ σst = 197,82MPa < σ̄st = 201,6 MPa.....condition vérifiée.

➤ Vérification de la flèche

$$Atx \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 0,000452 < 0,00055 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La flèche est vérifiée dans les deux sens

3.3.1.3 Schémas de ferrailage panneau D1 :

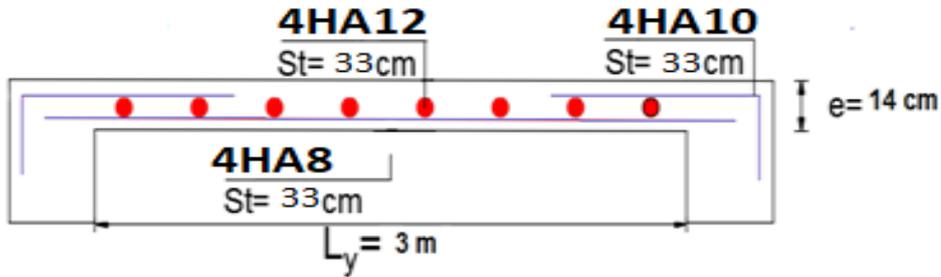


Figure 3.8.ferrailage en coupe des dalles pleines

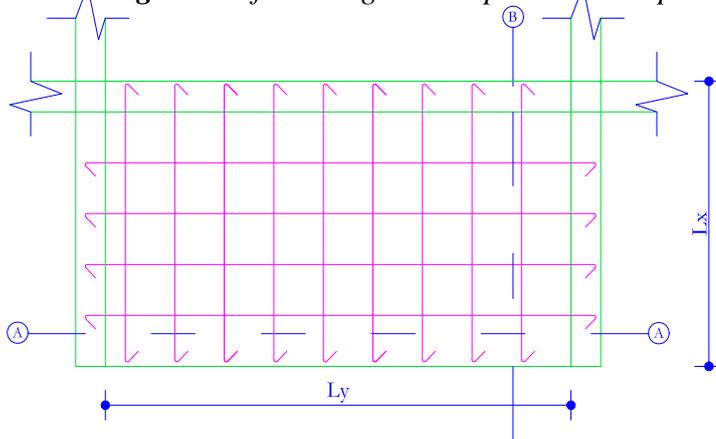


Figure 3.9 .Schémas de ferrailage de la dalle pleine (D1) sur 3 appuis.

Tableau 3.11.Données des différents types de dalles pleines

Type	Lx(m)	Ly(m)	ρ	ELU		ELS	
				u_x	u_y	u_x	u_y
D1	1,2	3	0,4	0,1101	0,2500	0,0121	0,0121
D2	1,5	3	0,5	0,0966	0,2500	0,1000	0,1000
D3	1,10	1,95	0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,0923
D4	1,5	2,55	0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,0884
D5	1,55	2	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
D6	1,4	1,2	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
D7	1	2,2	0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,1063

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

D8	1,80	2,10	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
D9	1,50	3,70	0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,1110
D10	1,40	1,80	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
D11	1,2	2,2	0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,0948
D12	1,30	5,95	0,22	/	/	/	/

Tableau 3.12. Résultats de ferrailage des types de dalles pleines

type		Sens	Mu (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adp} (cm ² /ml)	S_t (cm)
D1	En travée	x-x	11,36	0,066	0,085	0,106	3,08	1,12	4HA12= 4,52	33
		y-y	3,24	0,018	0,024	0,108	0,86	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	-6,68	0,064	0,075	0,107	1,78	1,12	3HA10= 2,36	33
		y-y	-1,91	0,016	0,021	0,108	0,50	1,12	5HA6= 1,41	25
D2	En travée	x-x	12,67	0,073	0,096	0,105	3,45	1,12	5HA10= 3,93	25
		y-y	6,34	0,037	0,047	0,107	1,69	1,12	5HA10= 3,93	25
	En appuis	x-x	7,45	0,043	0,055	0,107	1,99	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	3,73	0,021	0,027	0,108	0,98	1,12	4HA8= 2,01	33
D3	En travée	x-x	3,48	0,020	0,025	0,108	0,91	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	2,40	0,014	0,017	0,109	0,63	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	2,04	0,019	0,015	0,109	0,53	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	1,41	0,008	0,010	0,109	0,37	1,12	4HA8= 2,01	33

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

									2,01	
D4	En travée	x-x	7,78	0,045	0,058	0,107	2,08	1,12	4HA10= 3,14	33
		y-y	5,95	0,035	0,044	0,108	1,58	1,12	4HA10= 3,14	33
	En appuis	x-x	3,66	0,012	0,027	0,108	0,96	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	2,80	0,016	0,080	0,109	0,73	1,12	4HA8= 2,01	33
D5	En travée	x-x	1,61	0,009	0,012	0,109	0,42	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,87	0,005	0,006	0,109	0,23	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	0,94	0,006	0,006	0,109	0,25	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,51	0,003	0,004	0,109	0,22	1,12	4HA8= 2,01	33
D6	En travée	x-x	1,001	0,006	0,007	0,109	0,26	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,78	0,004	0,006	0,109	0,21	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	0,59	0,003	0,004	0,109	0,15	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,46	0,002	0,003	0,109	0,12	1,12	4HA8= 2,01	33
D7	En travée	x-x	0,99	0,06	0,007	0,109	0,26	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,24	0,001	0,002	0,109	0,06	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	0,58	0,003	0,004	0,109	0,15	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,14	0,001	0,001	0,109	0,38	1,12	4HA8= 2,01	33

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

D8	En travée	x-x	3,70	0,021	0,027	0,108	0,98	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	5,81	0,033	0,043	0,108	1,55	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	2,17	0,013	0,015	0,109	0,57	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	3,42	0,019	0,085	0,108	0,90	1,12	4HA8= 2,01	33
D9	En travée	x-x	10,97	0,107	0,142	0,104	5,08	1,12	4HA14= 6,16	33
		y-y	3,17	0,031	0,039	0,108	1,43	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	18,34	0,063	0,081	0,106	2,92	1,12	5HA10= 3,93	25
		y-y	5,39	0,018	0,023	0,109	0,84	1,12	4HA8= 2,01	33
D10	En travée	x-x	1,09	0,006	0,008	0,109	0,28	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,62	0,004	0,004	0,109	0,16	1,12	4HA8= 2,01	33
	En appuis	x-x	0,65	0,003	0,005	0,109	0,17	1,12	4HA8= 2,01	33
		y-y	0,36	0,002	0,003	0,109	0,09	1,12	4HA8= 2,01	33
D11	En travée	x-x	44,39	0,258	0,382	0,093	13,69	1,12	9HA14= 13,85	13
		y-y	17,29	0,101	0,133	0,104	4,77	1,12	10HA8= 5,08	12
	En appuis	x-x	24,11	0,152	0,207	0,109	7,44	1,12	7HA12= 7,92	17
		y-y	10,17	0,059	0,760	0,109	2,74	1,12	4HA10= 3,14	33
D1	En	x-x	23,75	0,138	0,187	0,102	6,71	1,12	8HA12= 15	15

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

2	travée							9,07	
---	--------	--	--	--	--	--	--	------	--

Tableau 3.13. Vérifications L'effort tranchant (BAEL 91)

Type	Vu	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Observ
D1	7,10	0,064 < 1,17	Vérifiée
D2	6,62	0,060 < 1,17	Vérifiée
D3	6,23	0,056 < 1,17	Vérifiée
D4	6,62	0,060 < 1,17	Vérifiée
D5	6,80	0,060 < 1,17	Vérifiée
D6	6,18	0,056 < 1,17	Vérifiée
D7	5,91	0,053 < 1,17	Vérifiée
D8	6,77	0,061 < 1,17	Vérifiée
D9	5,64	0,051 < 1,17	Vérifiée
D10	5,26	0,047 < 1,17	Vérifiée
D11	3,04	0,027 < 1,17	Vérifiée
D12	2,68	0,244 < 1,17	Vérifiée

Tableau 3.14. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS

type	Sens	Mser (Kn.m)	Y (cm)	$I \times 10^{-6}$ (m4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obsev	
D1	En travée	x-x	8,08	0,0278	3,896	5,766 ≤ 15	180 ≤ 201,6	Vérifiée
		y-y	2,31	0,0245	3,078	3,797 ≤ 15	197,81 ≤ 201,6	Vérifiée
	En appuis	x-x	4,75	0,0176	1,628	2,507 ≤ 15	196,23 ≤ 201,6	Vérifiée
		y-y	-1,35	0,0175	1,628	1,474 ≤ 15	115,43 ≤ 201,6	Vérifiée
D2	En travée	x-x	9,01	0,0287	4,149	3,123 ≤ 15	229,9 ≤ 201,6	pas Vérifiée
		y-y	5,30	0,0229	2,687	4,522 ≤ 15	257,81 ≤ 201,6	pas Vérifiée
	En	x-x	4,51	0,0287	4,149	3,123 ≤ 15	132,44 ≤ 201,6	Vérifiée

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

	appuis	y-y	2,65	0,0201	2,101	$2,546 \leq 15$	$170,07 \leq 201,6$	Vérifiée
D3	En	x-x	2,47	0,0229	2,6876	$2,11 \leq 15$	$120 \leq 201,6$	Vérifiée
	travée	y-y	1,45	0,0229	2,6876	$1,46 \leq 15$	$123 \leq 201,6$	Vérifiée
		x-x	1,71	0,0229	2,6299	$1,45 \leq 15$	$145 \leq 201,6$	Vérifiée
	appuis	y-y	1,01	0,0177	1,629	$1,09 \leq 15$	$85,72 \leq 201,6$	Vérifiée
D4	En	x-x	5,53	0,0278	3,898	$3,95 \leq 15$	$175,09 \leq 201,6$	Vérifiée
	travée	y-y	4,23	0,0245	3,078	$3,38 \leq 15$	$176,26 \leq 201,6$	Vérifiée
		x-x	2,60	0,0229	2,687	$2,22 \leq 15$	$126,66 \leq 201,6$	Vérifiée
	appuis	y-y	1,99	0,0229	1,687	$1,69 \leq 15$	$96,85 \leq 201,6$	Vérifiée
D5	En	x-x	1,27	0,0229	2,687	$1,08 \leq 15$	$61,86 \leq 201,6$	Vérifiée
	travée	y-y	0,74	0,0229	2,687	$0,72 \leq 15$	$41,86 \leq 201,6$	Vérifiée
		x-x	0,85	0,0229	2,687	$0,51 \leq 15$	$29,11 \leq 201,6$	Vérifiée
	appuis	y-y	0,50	0,0229	1,538	$0,59 \leq 15$	$34,12 \leq 201,6$	Vérifiée
D6	En	x-x	0,82	0,0229	2,687	$0,60 \leq 15$	$32,31 \leq 201,6$	Vérifiée
	travée	y-y	0,48	0,0229	2,687	$0,44 \leq 15$	$25,18 \leq 201,6$	Vérifiée
		x-x	0,70	0,0229	2,687	$0,26 \leq 15$	$15,20 \leq 201,6$	Vérifiée
	appuis	y-y	0,41	0,0229	1,538	$0,36 \leq 15$	$20,70 \leq 201,6$	Vérifiée
D7	En	x-x	0,74	0,020	2,101	$2,91 \leq 15$	$194,86 \leq 201,6$	Vérifiée
	travée	y-y	0,43	0,020	2,101	$1,12 \leq 15$	$74,94 \leq 201,6$	Vérifiée
		x-x	0,07	0,020	2,101	$1,37 \leq 15$	$91,69 \leq 201,6$	pas Vérifiée
	appuis	y-y	0,04	0,020	2,101	$0,53 \leq 15$	$35,26 \leq 201,6$	Vérifiée
D8	En	x-x	2,70	0,0195	1,979	$2,67 \leq 15$	$95,92 \leq 201,6$	Vérifiée
	travée	y-y	1,59	0,0165	1,435	$1,83 \leq 15$	$56,66 \leq 201,6$	Vérifiée
		x-x	4,25	0,0252	3,241	$3,31 \leq 15$	$45,14 \leq 201,6$	Vérifiée
	appuis	y-y	2,50	0,0195	1,979	$2,47 \leq 15$	$49,82 \leq 201,6$	Vérifiée
D9	En travée	x-x	13,41	0,0367	6,612	$7,46 \leq 15$	$222,75 \leq 201,6$	pas Vérifiée
		y-y	3,94	0,0305	4,671	$5,17 \leq 15$	$201,13 \leq 201,6$	Vérifiée
	En appuis	x-x	6,31	0,0229	2,688	$3,36 \leq 15$	$191,71 \leq 201,6$	Vérifiée
		y-y	1,85	0,0176	1,629	$2,52 \leq 15$	$197,24 \leq 201,6$	Vérifiée
D10	En	x-x	0,89	0,0131	9,059	$1,29 \leq 15$	$143,34 \leq 201,6$	Vérifiée
	travée	y-y	0,61	0,0107	6,176	$0,91 \leq 15$	$126,23 \leq 201,6$	Vérifiée

	En appuis	x-x	0,52	0,0108	6,176	$1,06 \leq 15$	$147,27 \leq 201,6$	Vérifiée
		y-y	0,36	0,0107	1,518	$0,25 \leq 15$	$35,23 \leq 201,6$	Vérifiée
D11	En travée	x-x	44,39	0,0558	9,059	$13,71 \leq 15$	$199,01 \leq 201,6$	Vérifiée
		y-y	17,29	0,0107	6,176	$9,52 \leq 15$	$201,51 \leq 201,6$	Vérifiée
	En appuis	x-x	26,11	0,0107	6,176	$16,23 \leq 15$	$54,99 \leq 201,6$	Vérifiée
		y-y	10,17	0,0107	1,518	$2,59 \leq 15$	$109,84 \leq 201,6$	Vérifiée
D12	En travée	x-x		0,0427	8,743	$8,43 \leq 15$	$199,23 \leq 201,6$	Vérifiée

Donc on augmente la section d'armature \Rightarrow On prend

D2 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x-x : en travée } A = 4,48 \Rightarrow \text{On prend } A = 4\text{HA}12 = 4,52 \\ \text{en appuis } A = 2,57 \Rightarrow \text{On prend } A = 4\text{HA}10 = 3,14 \end{array} \right.$

D9 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x-x : en travée } A = 7,07 \Rightarrow \text{On prend } A = 7\text{HA}10 = 5,50 \\ \text{en travée} \Rightarrow \sigma_{st} = 195,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$

Tableau 3.15 .Vérification de la flèche

sens		fji (cm)	fgv (cm)	fpi (cm)	fgi (cm)	$\Delta f \leq f_{adm}$	Observ
D2	x-x	0,0885	0,5751	0,6842	0,2540	$0,9166 < 3$	vérifiée
	y-y	0,1781	0,9054	0,5305	0,3018	$0,9560 < 6$	vérifiée
D9	x-x	0,2562	1,8715	1,3439	1,091	$1,867 < 3$	vérifiée

3.4. Etude de l'escalier

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1\text{ m}$

3.4.1. Charge et surcharge

➤ Détermination des charges et des surcharges

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 5,11 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 8,27 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Combinaisons des charges

ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ m KN/ml}$

Tableau 3.16 .Charges et surcharges d'exploitations.

Les charges	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²))	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
volée	8,27	2,5	14,92	10,77
palier	5,11	2,5	10,65	7,61

3.4.2. Calcul des sollicitations

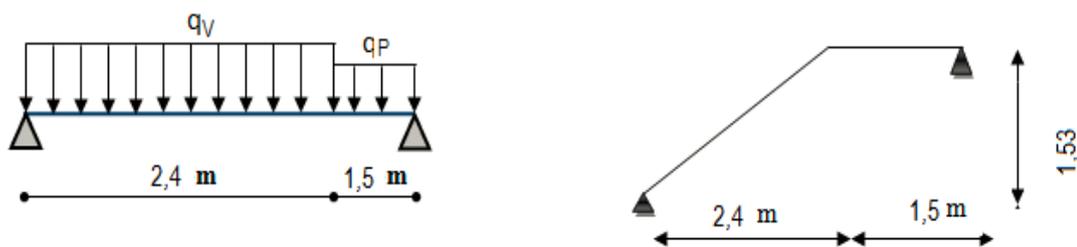


Figure 3.10. Schema statique d'escalier

❖ Calcul des réactions d'appuis :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 27,86 \text{ Kn}, \quad R_B = 23,92 \text{ Kn}.$$

❖ Calcul des moments :

$$\Rightarrow (x=1,46 \text{ m}) \Rightarrow M_0 \text{ max} = 26,01 \text{ Kn.m}$$

❖ Calcul des moments réels :

$$M_a = -0,5 M \text{ max} = -13,01 \text{ Kn.m} \quad M_t = 0,75 M \text{ max} = 19,51 \text{ Kn.m}$$

3.4.3. Ferrailage

Calcul en flexion simple de la section (b×h) = (100 ×18) et d = 15cm

- Armatures longitudinales

Tableau3.17. Calcul des armatures principales pour l'escalier

Positio n	M _u (KN. m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	19,51	0,06 1	0,07 9	0,14 5	3,86	1,81	5HA10=3,9 3	25
Appui	13,01	0,04 1	0,05 2	0,14 7	2,55	1,81	4HA10=3,1 4	25

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{principale}}{4}$$

- En travée : $A_r = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on adopte Soit 3HA8 = 1,51 cm²/ml
- En appui : $A_r = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on adopte Soit 3HA8 = 1,51 cm²/ml

3.4.4. Vérifications

- Vérification de l'espacement

$$St \leq \min(2,5h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 27,86 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 27,86 * \frac{10^{-3}}{1 * 0,18} = 0,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Alors La condition est vérifiée

- Vérification des contraintes sur le béton

Comme la fissuration est peu nuisible alors nous n'avons qu'à vérifier que :

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau 3.18. Vérifications des contraintes dans le béton pour le type 1

	M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	14,06	3,66	0,908	6,32	15	Vérifiée
appui	9,37	3,31	0,764	3,25	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation**

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^s}{10M_0^s}\right) l \Rightarrow 0,18 \text{ m} < 0,244\text{m.}$$

La condition 1ere n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau 3.19. Vérification des conditions et calcul de la flèche pour les différents types

L(m)	A_s (cm ²)	M_{jt} (KN. m)	M_g (KN. m)	M_p (KN. m)	I (cm ⁴)10 ⁻⁴	I_0 (cm ⁴) 10 ⁻⁴
3,9	3,93	9,49	11,9	15,93	0,9215	27,21
Y(cm)	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf	\bar{f}
3,657	0 ,023	0,0433	0,081	0,085	0,103	0,78

3.4.5. Schéma de ferrailage

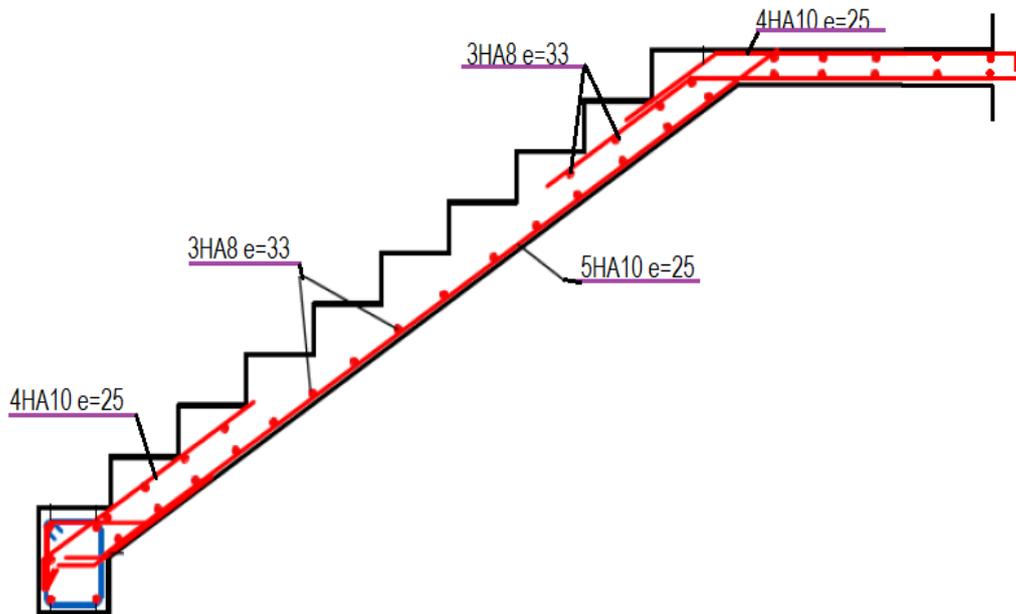


Figure 3.11. Schéma de ferrailage d'escalier

3.5. Etude de la Poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux.

3.5.1. Calcul de la poutre palière

➤ Dimensionnement :

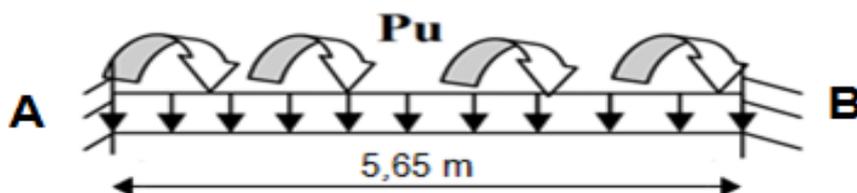


Figure 3.12. Schéma statique de la poutre palière

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91**

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 37,67 \text{ cm} \leq h \leq 56,5$$

Exigence du RPA99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{donc, on prend } h = 40 \text{ et } b = 30 \\ h/b < 4 \end{array} \right.$$

➤ **Définition des charges :**

- Poids propre : $g_0 = 25 * 0,3 * 0,4 = 3 \text{ kn/ml}$
- Poids du mur : $g_m = G_m * h_m = 2,74 * (1,53 - 0,4) = 3,096 \text{ kn/ml}$
- Charge transmise de la paillasse : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \quad \text{RB} = 23,92 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } \quad \text{RB} = 17,17 \text{ KN/m} \end{array} \right.$

- Moment de torsion $M_{tor} = MD * 1/2$: provoqué par la flexion de la paillasse

A. Calcul a la flexion simple :

• **Calcul des sollicitations :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35 * (g_0 + g_m) + \text{RB} = 32,15 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = g_0 + g_m + \text{RB} = 23,27 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

• **Moments :** $M_{0u} = \frac{q_u * l^2}{8} = 128,29 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = 0,85 * M_{0u} = 109,05 \text{ KN} \\ M_{au} = -0,5 * M_{0u} = -64,15 \text{ KN} \end{array} \right.$

• **Effort tranchant :** $V_u = q_u * \frac{l}{2} = 90,82 \text{ KN}$

❖ **Ferraillage a l'ELU**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant **Tableau 3.20**.

Tableau 3.20. Ferraillage longitudinale de la poutre palière

Position	Mu(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{cal} > A_{min}$
Travée	109,05	0,185	0,259	0,341	9,63	1,37	Vérifiée
Appui	-64,15	0,087	0,114	0,362	4,25	1,37	Vérifiée

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = Vu / b*d = 0,833 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

pas de rupture par cisaillement

➤ **Armature transversales**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans}

a) $A_{tran} \geq \frac{0,4*b*s_t}{f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

b) $A_{tran} \geq \frac{b*s_t(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9*f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,225 \text{ cm}^2$

$$A_{tran} = \max(0,45 \text{ cm}^2, 0,225 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{tran} = 0,45 \text{ cm}^2$$

B. Calcul a la torsion

$$M_{tor} = -MD * \frac{l}{2} = 36,75 \text{ KN.m}$$

MD : moment en appui (D) Obtenu lors du calcul de la partie AD de l'escalier.

D'après le BAEL91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b*h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \Phi/6$), car des expériences ont montrés que noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\Phi = \min(b, h)$: Diamètre de cercle peuvent être inclus dans la section ($b*h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6,67 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b-e)*(h-e) = 0,087 \text{ m}^2$$

$$\mu = 2 * [\bar{h} - e + (b - e)] = 120 \text{ cm} : \text{ périmètre de la section de la poutre palière.}$$

• **Armatures longitudinal**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * U}{2 * \Omega * f_{st}} = 7,24 \text{ cm}^2$$

• **Armature transversales**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} * U}{2 * \Omega * f_{st}} = 0,90 \text{ cm}^2$$

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 4,20 \text{ MPA}$$

On doit vérifier : $\tau_{tot}^{tor} \leq \bar{\tau}_u$

Chapitre 3 : Etudes des éléments secondaires

$$\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{(\tau^{F.s2})^2 + \tau^{tor2}} = 4,20 \text{ MPA}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_{tot}^{tor} \geq \bar{\tau}_u$, donc on doit augmenter la section : h=45 et b= 35

Tableau 3.21. Les contraintes de cisaillements

Vu(kN.m)	$\tau^{F.s}$ MPA	τ^{tor} MPA	τ_{tot}^{tor} MPA	τ_{adm} MPA	$\tau_u^{tot} \leq \tau_{adm}$
98,57	0,636	2,75	2,83	3,33	Vérifiée

➤ **Ferraillage longitudinal**

Tableau 3.22. résultats de ferraillage à la flexion simple de la poutre palière.

Désignation	Mu (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{cal} > A_{min}$
Travée	118,35	0,129	0,173	0,400	8,50	1,81	Vérifiée
appuis	55,69	0,060	0,078	0,416	3,84	1,81	Vérifiée

➤ **Ferraillage a la torsion**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} * U}{2 * \Omega * f_{st}} = 6,32 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage transversales**

On fixe st = 15 cm²

$$a) A_{tran}^{fs} \geq \frac{0,4 * b * st}{f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{tran}^{fs} \geq \frac{b * st * (\tau_u - 0,3 f_t 28)}{0,9 * f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,0075 \text{ cm}^2$$

$A_{tran}^{fs} = \max(0,45 \text{ cm}^2 ; 0,225 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{tran} = 0,693 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage globale**

$$\text{En travée : } A_{long} = A_{trav}^{fs} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 11,66 \Rightarrow 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{long} = A_{app}^{fs} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 7,01 \Rightarrow 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale**

$$A_{trav} = A_{trav}^{fs} + A_t^{tor} = 0,45 + 0,693 = 1,14 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier).

❖ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification des contraintes**

$$\begin{array}{l} \text{ELS: } q_s = 25,29 \text{ KN/m} \quad , \quad M_{0s} = 100,95 \text{ KN/m} \Rightarrow \\ M_{as} = -40,38 \text{ KN/m} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right. \begin{array}{l} \\ \\ M_{ts} = 85,81 \text{ KN/m} \end{array}$$

Tableau 3.23. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Mser(Kn.m)	Y (cm)	I (m4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	85,81	15,69	1866,17	7,21	15	Vérifiée
appuis	-40,38	10,29	8930,3	4,63	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0} \right) * L \Rightarrow h = 45 \geq 8,50 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 * b * d}{f_e} \Rightarrow 12,06 \leq 16,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

3) $L = 5,65 < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

Commentaire : donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

3.5.2. Schéma de ferrailage

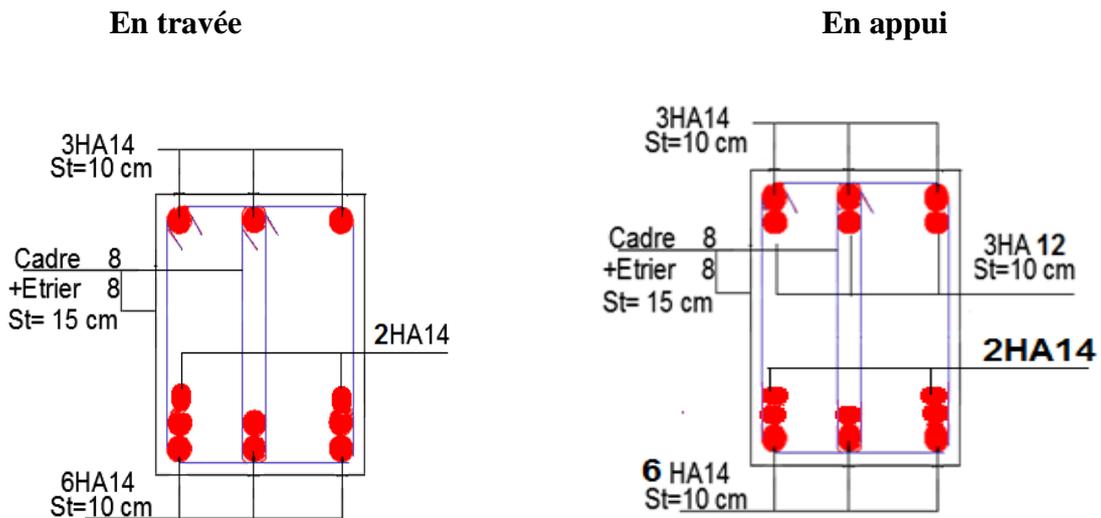


Figure 3.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.6. Etude poutre de chaînage

3.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3).

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont : La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 5,10$ m

Selon la condition de flèche :

$$(l_{max}/15) \leq h_p \leq (l_{max}/10) \Rightarrow 0,34 \text{ m} \leq h_p \leq 0,51 \text{ m}$$

Donc soit $h = 35$ cm et $b = 30$ cm

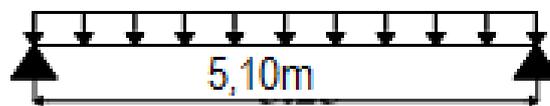


Figure 3.14. Schéma statique de la poutre de chaînage

3.6.2. Sollicitations

$$G_{pc} = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,62 \text{ Kn/m}$$

$$G_{mur} = 2,74 \times 2,71 = 7,42 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1,35G = 13,55 \text{ Kn/m}$$

$p_s = G = 10,04 \text{ Kn/m}$

ELU : $M_u = \frac{qu \cdot l^2}{8} = 44,05 \text{ Kn. m}$ ELS : $M_s = \frac{qs \cdot l^2}{8} = 32,64 \text{ Kn. m}$

$V_u = \frac{qu \cdot l}{2} = 34,54 \text{ kn}$

Correction :

$M_t = M_u \cdot 0,85 = 37,44 \text{ Kn. m}$

ELS : $M_t = M_s \cdot 0,85 = 27,74 \text{ Kn. m}$

$M_a = M_u \cdot -0,5 = -22,025 \text{ Kn. m}$

$M_a = M_s \cdot -0,5 = -16,32 \text{ Kn. m}$

3.6.3. Ferrailage

Tableau 3.24. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

Désignation	Mu(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	Aadp
Travée	37,44	0,085	0,111	0,306	3,51	1,15	3HA14= 4,62
appuis	-22,025	0,04	0,051	0,313	1,62	1,15	3HA10= 2,36

• **Vérification de L'effort tranchant**

$\tau_u = V_u / b \cdot d = 0,035 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **Calcul des armatures transversales**

$_{-}\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \Rightarrow \Phi_t \leq 10 \text{ mm}$

Soit : un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **L'espacement**

1) $St = \min (0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 28,8 \text{ cm}$

2) $St \leq \frac{At \times 0,8 \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} < 0$

3) $St \leq \frac{At \times f_e}{b \cdot 0,4} \Rightarrow St \leq 67 \text{ cm}$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

3.6.4. Vérification des contraintes

Tableau 3.25. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Mser (Kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ bc (MPa)	σ̄bc (MPa)	σ bc ≤ σ̄bc
Travée	27,74	10,06	4354	6,413	15	vérifiée
appuis	-13,056	7,59	25465	3,891	15	vérifiée

• Vérification de la flèche :

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M_0}\right) * l \Rightarrow 35 \text{ cm} > 29,37 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

2) $A \leq \frac{4,2 * b * d}{f_e} \Rightarrow 6,98 < 10,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

3) $L = 5,10 < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifiée

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau 3.26. section d'armatures longitudinales des chainages

Type	L (m)		Mu (kn.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adp}
1	5,10	Travée	37,44	0,085	0,111	0,306	3,51	1,15	3HA14=
		Appuis	-17,62	0,040	0,051	0,313	1,62		4,62
	5,65	Travée	45,96	0,105	0,139	0,302	4,37		3HA10=
		Appuis	-21,63	0,049	0,063	0,312	1,99		2,36
2	4,85	Travée	33,87	0,077	0,100	0,307	3,17	1,15	3HA12=
		Appuis	-15,94	0,036	0,046	0,314	1,46		3,39
	4,73	Travée	31,79	0,073	0,049	0,307	2,96		3HA10=
		Appuis	-15,70	0,019	0,025	0,316	1,42		2,36
	4,40	Travée	27,87	0,064	0,083	0,309	2,59		
		Appuis	-13,12	0,030	0,038	0,315	1,19		
3	4,20	Travée	25,38	0,058	0,075	0,313	2,33	1,15	3HA10=
		Appuis	-11,95	0,014	0,018	0,322	1,06		2,36
	3,60	Travée	18,66	0,042	0,054	0,313	1,71		3HA8=1,
		Appuis	-8,78	0,020	0,025	0,317	0,76		51
	3,53	Travée	17,93	0,041	0,052	0,313	1,64		

4	3,45	Appuis	-8,44	0,010	0,013	0,321	0,75	1,15	3HA10= 2,36 3HA10= 2,36
		Travée	17,136	0,039	0,049	0,313	1,57		
	3,36	Appuis	-8,064	0,018	0,057	0,312	0,74		
		Travée	16,25	0,037	0,047	0,313	1,48		
	2,93	Appuis	-7,65	0,009	0,012	0,321	0,68		
		Travée	12,36	0,028	0,036	0,315	1,13		
	2,70	Appuis	-5,81	0,013	0,016	0,317	0,53		
		Travée	10,48	0,024	0,030	0,316	0,95		
2,70	Appuis	15,70	0,019	0,024	0,316	1,42			
	Travée	15,70	0,019	0,024	0,316	1,42			

Commentaire : toutes les vérifications sont vérifiées.

3.6.5. Schéma de ferrailage

Type1

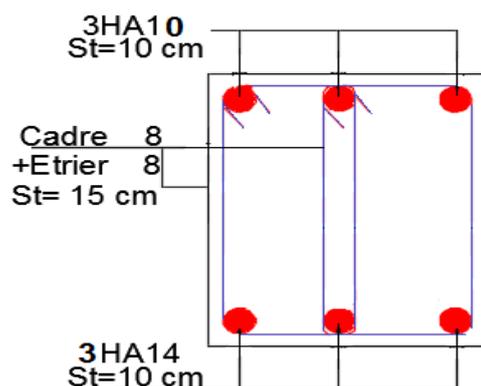


Figure 3.15. Détail schéma de ferrailage des poutres de chaînages

3.7. L'ascenseur

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

la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$.

$M_{tx} = -1,22 \text{ kn.m}$; $M_{ay} = -0,87 \text{ kn.m}$

➤ Vérification des contraintes

Tableau 3.28 .vérification des contraintes

positon	sens	Ms(kn.m)	Y (cm)	I*10-5 (cm4)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
Travée	x-x	2,61	0,0023	2,687	$2,22 \leq 15$	$\leq 201,63$	vérifiée
	y-y	1,86	0,020	2,101	$1,78 \leq 15$	$\leq 201,63$	vérifiée
appui	x-x	-1,22	0,020	2,101	$1,18 \leq 15$	$\leq 201,63$	vérifiée
	y-y	-0,87	0,020	2,101	$0,80 \leq 15$	$\leq 201,63$	vérifiée

• L'espacement : $St_x = 33$; $St_y = 33$

• La flèche :

La vérification est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{2M_{0x}}\right)l_x \Rightarrow e = 14 \text{ cm} \geq 6,79 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$At \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

3.7.3. Schéma de ferrailage

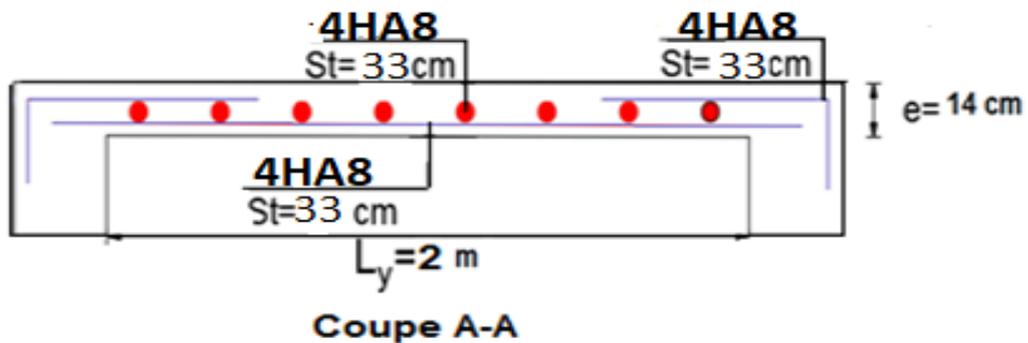


Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine local machinerie

3.8. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

3.8.1. Charge verticale

Tableau 3.29. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (cm ²)	Poids propre (Kn/ml)	Enduit ciment (Kn/ml)	GTotal (Kn/ml)	Q (Kn/ml)
60	10	690	1,73	0,16	1,89	1

3.8.2. Charge horizontale (charge sismique)

L'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme, D'après le **RPA99**

La force sismique est donnée par la formule citée en Art 6.2.3 RPA99

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

- **A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique IIa (Bejaia) le groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.15$
- **CP** : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) $\Rightarrow CP = 0,80$
- **WP** : Poids de l'élément considéré $\Rightarrow WP = 1,89 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.89 \Rightarrow F_p = 0,91 \text{ KN/ml}$

3.8.3. Calcul des sollicitations

➤ Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}, \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$\Rightarrow X_G = 6,28 \text{ cm et } Y_G = 33,2 \text{ cm}$$

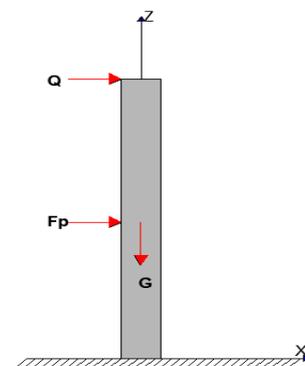


Figure 3.18. Schémas statique de l'acrotère

G : Crée un effort normal : $N_G = 1,89 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G=0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 0,6 \text{ KNm}$

Fp : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,3 \text{ KNm}$

Tableau 3.30.les combinaisons d'action D'acrotère

Combinaison	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	1,89	2,55	1,89
M (KN.m)	0,9	0,9	0,6

✓ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = MU/NU = 0,3529 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,05 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_0 > h/2$$

✓ **Section partiellement comprimée**

D'après le BAEL la section est soumise à un effort normal de compression elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme .donc le risque de flambement conduit à remplacer e_0 par e tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250) = 0,02 \text{ m} : \text{L'excentricité additionnelle traduisant}$$

$e_2 = (3 \cdot l_f^2 \times (2 + \alpha \cdot \varphi)) / 10^4 \times h_0 = 0,3729 \text{ m}$: Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

- φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

- α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre $\Rightarrow \alpha = MG / (MG + MQ) = 0$

- l_f : la longueur de flambement $\Rightarrow l_f = 2l_0 = 1,20\text{m}$

$$e_2 = 8,6 \times 10^{-3} \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e = 0,3815 \text{ m.}$$

✓ **les sollicitations de calcul**

$$N_u = 2,55 \text{ Kn}$$

$$M_u = N_u \times e = 0,97 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = 1,91 \text{ Kn}$$

3.8.4. Ferrailage

• **Calcul a ELU :**

On a $e_0 > h/2$ La section est partiellement comprimée, et e_0 en dehors de la section on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) \quad M_{ua} = 0,97 + 2,55 \times (0,07 - 0,1/2) = 1,021 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = M_{ua} / (b \times d^2 \times f_{bu}) \quad \mu_{bu} = 1,021 \times 10^{-3} / (1 \times 0,07^2 \times 14,2) = 0,015$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,39 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,019, Z = 0,069 \quad A_1 = M_{ua} / Z \times f_{st} = 0,425 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N_u / f_{st} = 0,424 \text{ cm}^2$$

Tableau 3.31. Sollicitations et ferrailage de l'acrotère

N_u (KN)	M_u (KN. m)	M_{ua} (KN. m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{FS} (cm ²)	A_{FC} (cm ²)
2,55	0,97	1,021	0,015	0,019	0,069	0,425	0,424

3.8.5. Vérification à l'ELU

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{pc} \text{ donc on adopte}$$

$$A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_{rép} = A_{adopté} / 4 = 0,501 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement des barres**

$$\text{Armatures principale : } St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } St \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } St = 10 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\text{ELU} \Rightarrow V_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ Kn.} \Rightarrow \tau_u = V_u / (b \times d) = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\text{ELA} \Rightarrow V_u = F_p + Q = 3,8 \text{ Kn.} \Rightarrow \tau_u = V_u / (b \times d) = 0,054 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \text{Min} (0,15 f_c 28/\gamma_b, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,054 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Espacement des barres :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{(RPA (Article. A.6.1, 3))}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 0,302 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

3.8.6. Vérification à l'ELS

Pour les HR $\eta = 1,6$, $d = 0,07 \text{ m}$; $N_{ser} = 2,55 \text{ Kn}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t, \quad \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$Y = y_c + c$$

$$C = e_G - h/2 = M_{ser} / N_{ser} - h/2 = 0,367 \text{ m} \quad \text{avec } c < 0 \text{ et } y_c > 0$$

$$Y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots 1)$$

$$q = -2 \times c^3 - (90 \times A')/b \times (c-d)^2 - (90 \times A)/b \times (d-c)^2 \Rightarrow q = -0,1008 \text{ m}^3$$

$$p = -3 \times c^2 - (90 \times A')/b \times (c-d) + (90 \times A)/b \times (d-c) \Rightarrow p = -0,4104 \text{ m}^2$$

En remplaçant "q" et "p" dans (1), sa résolution donne :

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + c) < h = 10 \text{ cm.} \Rightarrow y_c = -0,354 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0,013 \text{ m.}$$

$$\mu_t = (b \times y^2) / 2 - A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,0000288 \text{ m}^3$$

- $\sigma_{bc} = 13,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\sigma_{st} = 52,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditions vérifiées}$

3.8.7. Schéma de ferrailage

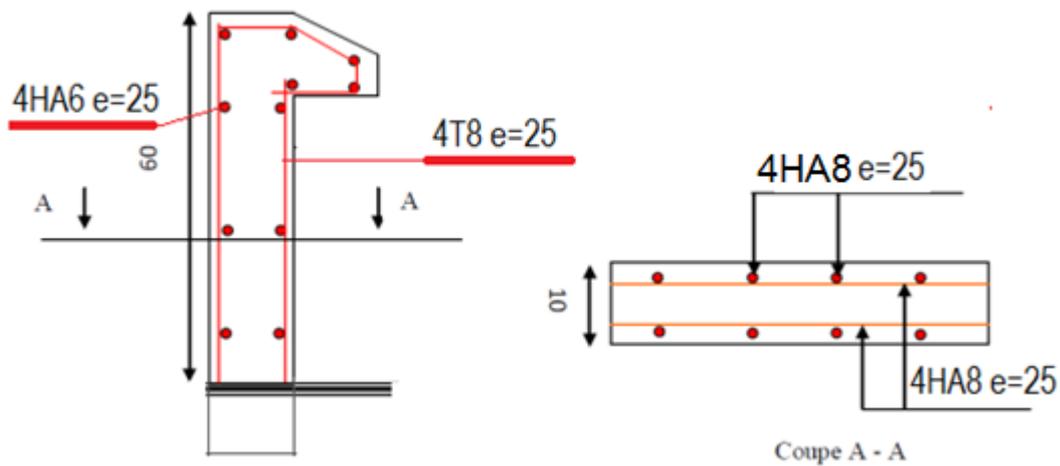


Figure 3.19. Detaille schéma de ferrailage acrotère.

3.9. Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Les éléments (poutrelle, escalier, acrotère, ascenseur, poutre palière, poutre chainage) ont été étudiées et ferrillées .En respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

Chapitre 4 Etude dynamique

4.1. Introduction

Le séisme est une vibration du sol par libération soudaine d'énergie de déformation cumulée dans la croûte terrestre. Il n'est dangereux pour la vie humaine qu'à travers ses effets destructeurs sur les ouvrages.

L'intérêt de la protection contre le séisme réside dans la conception et la réalisation des ouvrages capables de faire face à ce phénomène. Pour cela il faut faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2. Modélisation

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, .on a modélisé la structure avec le logiciel ETABS version 16 qui est un logiciel qui se base sur la méthode des éléments fini.

4.2.1. Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

4.3. La méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de trois principales méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.3.1. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc....).

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st} \dots\dots\dots (RPA99V2003 \text{ Art } 4.3.6)$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$.

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} V_{dyn} : \text{Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.} \\ V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.} \end{array} \right.$

- **A** : coefficient d'accélération
 - Groupe d'usage 2
 - Zone sismique II_a
- } $A=0,15 \dots\dots\dots (RPA99V2003 \text{ tableau } 4.1)$

- **R** : coefficient de comportement global e la structure..... (RPA99V2003 tableau 4.3)
on adopte dans notre projet un Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.

⇒ **R=5**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen(RPA99V2003 tableau 4.2)
Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \dots\dots\dots \text{(RPA99/2003 (Formule 4.3))}$$

ξ : Le pourcentage d’amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte

$$\xi = (7 + 10)/2 = 8,5 \% \Rightarrow \eta = 0.816$$

On a un site meuble (S 3) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(RPA99/2003 (Tableau 4.7))}$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

H=27,54 m : hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

C_T= 0,05 : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé
(RPA99/2003(Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 24,35 \text{ m} \\ L_y = 20,75 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,601; 0,501) = 0,501 \text{ s} \\ T_y = \min(0,601; 0,543) = 0,543 \text{ s} \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 * 0,501 = 0,651 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 * 0,543 = 0,706 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ ≤ T ≤ 3 s ⇒ Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,037 \\ D_y = 1,931 \end{cases}$$

▪ **Q** : facteur de qualité = 1+Σ₁⁶ p_q (RPA99/2003 (Formule 4.4))

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau4.1)

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	p _q	Observation	p _q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
$1 + \sum_{i=1}^6 p_q$		$= 1.1Q_X$		$= 1.1Q_Y$	

▪ $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\Rightarrow \beta = 0.2$ (RPA99/2003 (Formule 4.5))

$W = 42099,34 \text{ KN}$

S'il y a des étages à usage commerciale : $\beta = 0.2$

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

$$\begin{cases} V_{st}^x = 2829,96 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 2343,97 \text{ KN} \end{cases}$$

4.3.2. Spectre de réponse de calcul

Le spectre règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

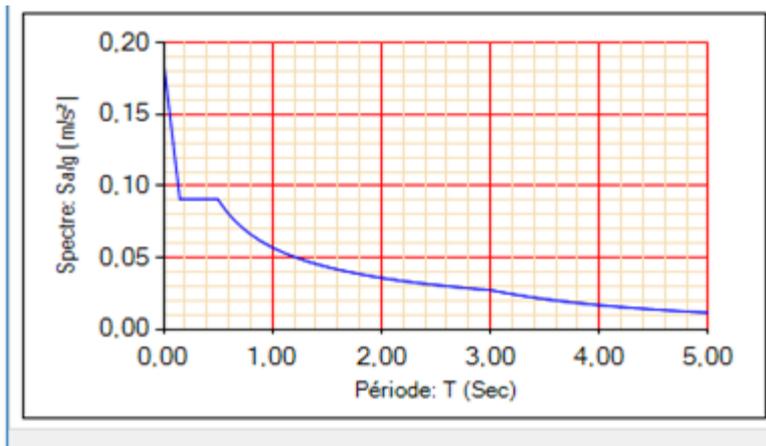


Figure 4.1. Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

4.4. Modélisation

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est l'ETABS version 2016 la figure ci-dessus représente la vue en 3D du bâtiment utilisé dans les calculs.

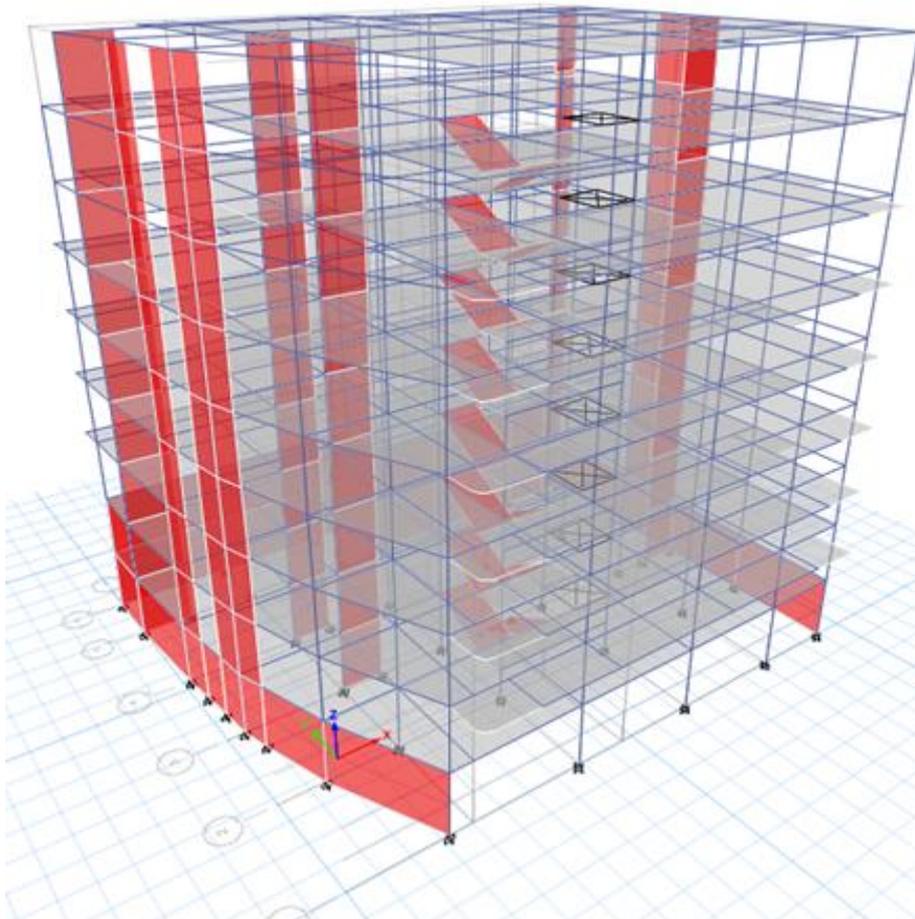


Figure 4.2. Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

4.4.1. Disposition des voiles

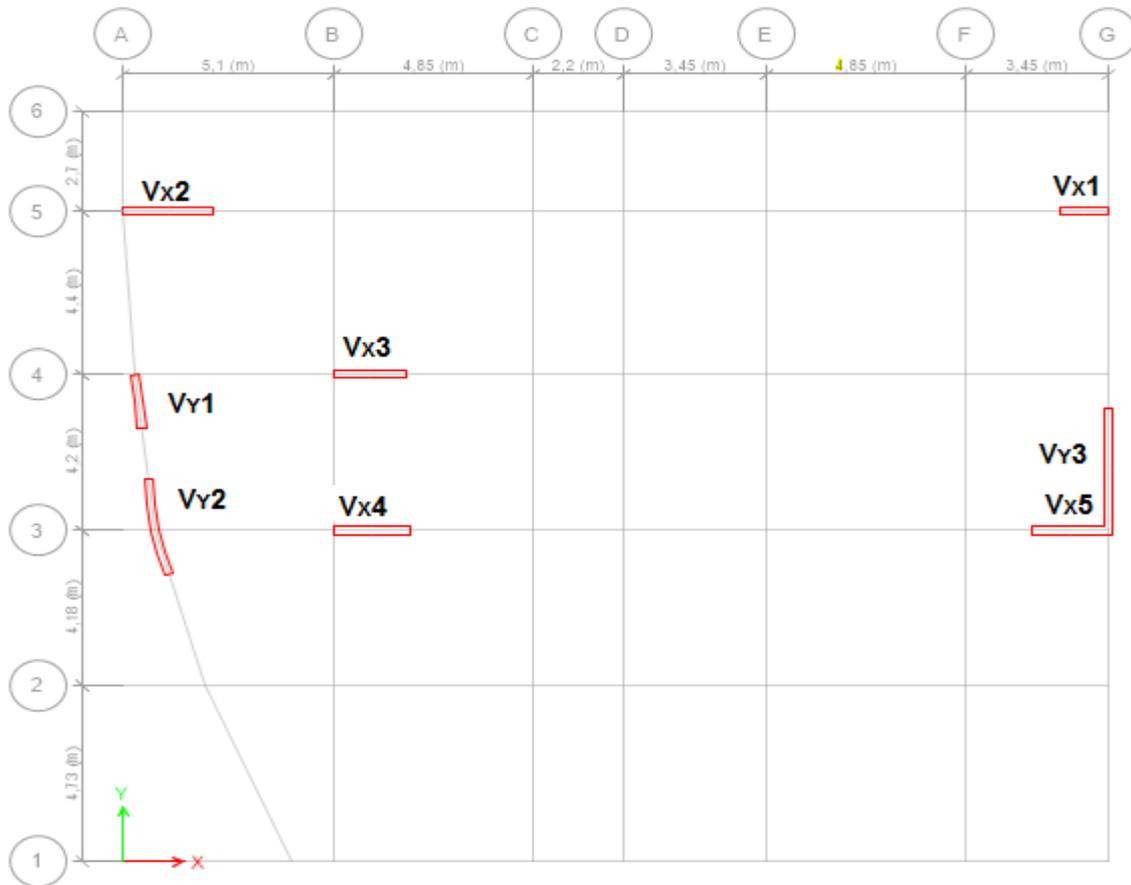


Figure 4.3. Vue en plan de la disposition des voiles

4.5. Interprétation Des Résultats

4.5.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le coefficient de participation massique correspond au i^{eme} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant **Tableau 4.2.**

Tableau 4.2. Période et taux de participation massique de la structure

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,651	0,7307	0,0015	0	0,7307	0,0015
Modal	2	0,644	0,0014	0,7124	0	0,7322	0,7138
Modal	3	0,533	0,00002174	0,00001751	0	0,7322	0,7139
Modal	4	0,214	0,1234	0,0059	0	0,8556	0,7198
Modal	5	0,205	0,0071	0,1336	0	0,8627	0,8534
Modal	6	0,163	0	0,0101	0	0,8627	0,8634
Modal	7	0,112	0,0503	0,0065	0	0,9129	0,8699
Modal	8	0,106	6,90E-03	0,0488	0	0,9198	0,9187

Mode de vibration : selon le RPA, les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers à 3 degrés de liberté DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Ajouter les figures représentant les modes de translation selon X-X, Y-X et Z-Z (rotation)

4.5.2. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003(ART3.4.a) exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit :

➤ **Sous charges verticales :**

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant **Tableau 4.3.**

Tableau 4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	charge reprise en (KN)		Poucentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
E/Sol 2	29837,8054	4576,7487	86,7011	13,2989	vérifiée
E/Sol 1	29754,1885	5160,8978	85,2187	14,7813	vérifiée
RDC	29095,7935	5060,5417	85,1842	14,8158	vérifiée
Etage 1	24566,5287	4375,6697	84,8813	15,1187	vérifiée
Etage 2	19746,5479	3808,5782	83,8312	16,1688	vérifiée
Etage 3	15347,408	3015,798	83,5770	16,4230	vérifiée
Etage 4	10830,1336	2234,1027	82,8991	17,1009	vérifiée

Chapitre 4 : Etude dynamique

Etage 5	6883,8107	1426,6864	82,8327	17,1673	vérifiée
Etage 6	3033,1628	672,1139	81,8606	18,1394	vérifiée

➤ Sous charges horizontales :

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant **Tableau 4.4**.

Tableau 4.4. Vérification de l'interaction horizontale

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)		charges horizontal (KN)		charges horizontal (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E/Sol 2	742,834	1205,361	38,13	61,87	718,447	1544,006	31,76	68,24
E/Sol 1	1029,296	927,932	52,59	47,41	839,256	1354,478	38,26	61,74
RDC	989,579	812,000	54,93	45,07	933,596	1177,515	44,22	55,78
Etage 1	1096,362	581,401	65,35	34,65	1000,979	949,505	51,32	48,68
Etage 2	844,452	608,188	58,13	41,87	827,171	904,099	47,78	52,22
Etage 3	839,705	408,739	67,26	32,74	834,481	636,704	56,72	43,28
Etage 4	548,079	387,92	58,56	41,44	595,366	554,048	51,80	48,20
Etage 5	457,583	204,505	69,11	30,89	527,774	286,043	64,85	35,15
Etage 6	351,2932	104,0655	77,15	22,85	374,662	144,2674	72,20	27,80

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le RPA99/2003(ART3.4.a) exigé de vérifier la relation suivante: $V_{\text{dyn}} \geq 0,8V_{\text{st}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant **Tableau 4.5**.

Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{\text{st}}$ (KN)	Observation
Sens X	2343,9687	2263,9679	vérifiée
Sens Y	2313,0643	2146,1516	vérifiée

3. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \dots\dots\dots\text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δ_{ek} : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de

$$\Rightarrow \Delta_k < 1\% * h_e$$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant **Tableau 4.6. Et Tableau 4.7.**

Tableau 4.6. Vérification des déplacements entres étages sens xx

Déplacement Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
E/Sol 2	0,000646	0,00323	0	0,0032300	3,06	0,0010556	Vérifiée
E/Sol 1	0,001938	0,00969	0,00323	0,0064600	3,06	0,0021111	Vérifiée
RDC	0,003527	0,017635	0,00969	0,0079450	3,06	0,0025964	Vérifiée
Etage 1	0,005181	0,025905	0,017635	0,0082700	3,06	0,0027026	Vérifiée
Etage 2	0,006815	0,034075	0,025905	0,0081700	3,06	0,0026699	Vérifiée
Etage 3	0,008321	0,041605	0,034075	0,0075300	3,06	0,0024608	Vérifiée
Etage 4	0,009678	0,04839	0,041605	0,0067850	3,06	0,0022173	Vérifiée
Etage 5	0,010844	0,05422	0,04839	0,0058300	3,06	0,0019052	Vérifiée
Etage 6	0,011767	0,058835	0,05422	0,0046150	3,06	0,0015082	Vérifiée

Tableau 4.7. Vérification des déplacements entres étages sens yy

Déplacement Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
E/Sol 2	0,000583	0,002915	0	0,0029150	3,06	0,0009526	Vérifiée
E/Sol 1	0,001801	0,009005	0,002915	0,0060900	3,06	0,0019902	Vérifiée
RDC	0,00341	0,01705	0,009005	0,0080450	3,06	0,0026291	Vérifiée
Etage 1	0,005106	0,02553	0,01705	0,0084800	3,06	0,0027712	Vérifiée
Etage 2	0,006782	0,03391	0,02553	0,0083800	3,06	0,0027386	Vérifiée
Etage 3	0,008319	0,041595	0,03391	0,0076850	3,06	0,0025114	Vérifiée
Etage 4	0,00971	0,04855	0,041595	0,0069550	3,06	0,0022729	Vérifiée
Etage 5	0,010897	0,054485	0,04855	0,0059350	3,06	0,0019395	Vérifiée
Etage 6	0,011907	0,059535	0,054485	0,0050500	3,06	0,0016503	Vérifiée

Chapitre 4 : Etude dynamique

Analyse des résultats : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs Entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage

4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet **P-Δ** (effet de second ordre) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i : \text{Effort tranchant d'étage au niveau « k ».}$$

Δ_k: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: Hauteur de l'étage « k ».

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant **Tableau 4.8.**

Tableau 4.8. Vérification a L'effet P-Δ

Niv	h _k (m)	P _k (KN)	sens xx			sensyy		
			(m) Δ _k	(KN)V _k	θ	(m)Δ _k	(KN)V _k	θ
E/Sol 2	3,06	42099,343	0,0032	2343,9687	0,0189	0,0029	2313,0643	0,0173
E/Sol 1	3,06	36749,196	0,0065	2297,7344	0,0338	0,0061	2267,5813	0,0323
RDC	3,06	31552,276	0,0079	2191,8567	0,0374	0,0081	2167,8123	0,0383
Etage 1	3,06	26791,25	0,0083	2033,1309	0,0356	0,0085	2016,7305	0,0368
Etage 2	3,06	21915,92	0,0082	1811,8203	0,0323	0,0084	1804,816	0,0333
Etage 3	3,06	17185,49	0,0075	1538,5745	0,0275	0,0077	1540,2804	0,0280
Etage 4	3,06	12357,12	0,0068	1204,1223	0,0228	0,0069	1211,5986	0,0232
Etage 5	3,06	7965,93	0,0058	841,7519	0,0180	0,0059	850,4658	0,0182
Etage 6	3,06	3615,15	0,0046	427,3212	0,0128	0,0051	427,4615	0,0139

Analyse des résultats : On voit bien que la condition $\theta \leq 0,1$ est satisfaite, d'où l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5. Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification a l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$v = \frac{N}{f_{c28} \cdot B} \leq 0,3 \quad \Rightarrow N_d < 0,3 \times B_c \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{RPA (article 7.4.3.1)}$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B :aire section du béton.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant **Tableau 4.9**.

Tableau 4.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm ²)		v	Observation
E/Sol 2	2235,1774	55	60	0,271	Vérifiée
E/Sol 1	1977,3903	55	60	0,240	Vérifiée
RDC	1717,3047	50	55	0,250	Vérifiée
Etage 1	1455,4882	50	55	0,212	Vérifiée
Etage 2	1196,9468	45	50	0,213	Vérifiée
Etage 3	945,783	45	50	0,168	Vérifiée
Etage 4	703,0101	40	45	0,156	Vérifiée
Etage 5	467,9424	40	45	0,104	Vérifiée
Etage 6	241,9127	40	40	0,060	Vérifiée

Conclusion :

La vérification et la satisfaction de toutes les exigences lors de la modélisation (l'étude dynamique) n'est pas chose facile pour toute type de structure, car des contrainte architecturales peuvent entraver certaines étapes.

En vérifiant l'interaction voile-portiques les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même« ce n'est pas systématique » :

On a été dans l'obligation d'augmenter la section des poteaux et les voiles comme suit :

Entre sol 1 et 2 : 55*60cm² ; 4em et 5em : 40*45 cm²

RDC et 1^{er} étage : 50*55 cm² ; 6em : 40*40 cm²

2em et 3em : 45*50 cm² ; Les voiles de contreventement sont de 20 cm

Chapitre 5 Etudes des éléments structuraux

5.1. Introduction

Une structure en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

5.2. 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. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons de calcul préconisées par les règlements en vigueur à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{\max} & \rightarrow M_{\text{corr}} \\ M_{\max} & \rightarrow N_{\text{corr}} \\ N_{\min} & \rightarrow M_{\text{corr}} \end{array} \right.$$

5.2.1. Recommandation du RPA99/V2003

A. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- Les pourcentages maximale est de : $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ en zone courante} \\ 6 \text{ en zone recouvrement} \end{array} \right.$
- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 * \Phi$ (zone2) ;

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone 2) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques) ;

La zone nodale est définie par $l'eth'$: $\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max (he/6 ; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \end{array} \right.$

Tableau 5.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section de poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone recouvrement
entre sol 1et2	60*55	26,40	132	198
RDC +1 ^{er} étage	55*50	22,00	110	165
2 ^{eme} et3 ^{eme} étage	50*45	18,00	90	135
4 ^{em} et5 ^{em} étage	45*40	14,40	72	108
6 ^{em} étage	40*40	12,8	64	96

B. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

H₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

Pa ; Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant il

Est pris égal à $\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$

Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{\alpha} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

t : l'espacement des armatures transversales il est limité a :

Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t \leq \min(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\Phi_t^{min})$

$\frac{A}{t*b_1}$ est données comme suit: $\left\{ \begin{array}{l} A_t^{min}=0,3\%(t*b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{min}=0,8\%(t*b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

5.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant **Tableau5.2.**

Tableau5.2.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	section	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$	
		N (Kn)	M(Kn.m)	M(Kn.m)	N (Kn)	N(Kn)	M(Kn.m)
entre sol 1et2	60*55	2743,512	34,603	83,871	2235,149	-234,031	74,119
RDC+1 ^{er} étage	55*50	2100,328	26,941	80,349	1717,281	-185,285	75,483
2 ^{em} et 3 ^{em} étage	50*45	1491,254	31,448	64,595	859,100	-109,001	63,878
4 ^{em} et 5 ^{em} étage	45*40	906,982	32,468	51,13	621,281	-40,864	46,161
6 ^{em} étage	40*40	293,1497	20,356	35,416	202,508	-11,978	20,938

5.2.3. Ferrailage des poteaux

A. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables

➤ **Exemple de calcul : Poteau c7**

– **1er combinaison $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$** : Le calcul se fait à la flexion composée (N+M) avec les données suivantes :

$N_{max} = 2743,512$ (compression) ; $M_{cor} = 34,603 \text{ KN. m}$

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

$b_1 = 55 \text{ cm}$; $h_1 = 60 \text{ cm}$; $d' = 5 \text{ cm}$; $d = 55 \text{ cm}$; Acier Fe 400 ;

$f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}$ Situation accidentelle

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0126 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est (partiellement comprimée), si la condition suivante est vérifiée.

$$N_u (d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d') b h f_{bu}$$

$$\text{On a: } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 34,603 + 2743,512 * (0,55 - (0,6/2)) = 0,72048 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 2743,512 * 10^{-3} \times (0,55 - 0,05) - 720,48 * 10^{-3} = 0,651$$

$$(0,337h - 0,81d') b h f_{bu} = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,05) 0,55 \times 0,6 \times 14,2 = 0,758 \text{ MN.m}$$

Donc : $0,651 < 0,758 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = 0,234$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \text{ pivot B} \rightarrow \epsilon_s = 6,5 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0,234 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,338 \rightarrow A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{0,72048}{0,476 \times 348} = 4,35 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ z = 0,476 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_l = 43,49 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_1 = A_l - \frac{N}{f_e} = 25,09 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(1)$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / 400)$$

$$A_{min} = 26,4 \text{ cm}^2$$

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

– 2^{ème} combinaison $N_{min} \rightarrow M_{cor}$:

$$N_{min} = -234,031 \text{ KN (traction)} ; M_{cor} = 74,119 \text{ KN.m}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,3167 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 0,3 \text{ cm} \rightarrow$ centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures

$$\text{On a: } M_{UA} = 720,48 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 2743,512 \times 10^{-3} \times (0,55 - 0,05) - 720,48 \times 10^{-3} = 0,0156 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,05) \times 0,55 \times 0,6 \times 18,47 = 0,986 \text{ MN.m}$$

$\rightarrow 0,0156 < 0,986$ vérifié

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = 0,0395$$

$$\mu_{bu} = 0,0395 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,055 \Rightarrow A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{0,72048}{0,476 \times 348} = 4,35 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ z = 0,538 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_l = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_l \frac{N}{f_e} = 0,312 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (2)$$

$$A_{min} = (0,23 \text{ bd ft} 28) / 400$$

$$A_{min} = 26,4 \text{ cm}^2$$

– 3^{ème} combinaison $M_{max} \rightarrow N_{cor}$

$$M_{max} = 83,871 \text{ KN.m} ; N_c = 2235,149 \text{ KN (compression)}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15 \quad e_G = \frac{M}{N} = 0,0375 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$

$\Rightarrow N$ (compressions) et C à l'intérieur de la section Avec :

$$M_{UA} = 642,66 \text{ KN.m}$$

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 0,475 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 0,986 \text{ MN.m}$$

Donc : $0,475 < 0,987 \rightarrow$ Section partiellement comprimé

Le calcul se fait avec : $\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,209 < \mu_l = 0,3916 \rightarrow$ pivot A $\rightarrow A' = 0$.

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,296 \\ \zeta = 0,485 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 33,13 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_3 = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 22,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (3)$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / 400)$$

$$A_{min} = 26,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors de 1,2,3 : } A_s = \max (A_{c1}, A_{c2}, A_{c3}) = 25,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A_{min} = 26,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adp} = 28,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8\text{HA}16 + 8\text{HA}14$$

Le tableau 5.3 qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage :

Tableau 5.3. Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicité

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	A ^{adoptée} (cm ²)	Armature
Entre sol 2 et 1	60*55	0,31	26,4	28,40	8HA16+8HA14
RDC et Etage 1	55*50	1,38	22	24,13	12HA16
Etage 2 et 3	50*45	4,89	18	18,47	12HA14
Etage 4 et 5	45*40	2,39	14,4	15,21	4HA14+8HA12
Etage 6	40*40	1,69	12,8	13,56	12HA12

B. Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1^{er} niveau

Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2
- On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h_1 : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation Considérée.

λ_g :Élancement géométrique du poteau

l_f : Longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II}_A : S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

➤ Exemple de calcul

$b=50$ cm $h=55$ cm, $h_e=3,06$ m , $V = 83,9689$ KN, $\phi_1^{\min}= 1,4$ mm

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$l_f = 2,142$ m $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 4,284$

$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 3,95 \text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 2,63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le **tableau5.4**.

Tableau5.4.Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	E.Sol 2 et 1	RDC et 1 ^{er} Etage	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
Section (Cm²)	60*55	55*50	50*45	45*40	40*40
ϕ_1^{\min} (Cm)	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
ϕ_1^{\max} (Cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2
l_f (m)	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ_g	3,89	4,284	4,76	5,355	5,355
V_{\max} (KN)	66,4345	83,9639	71,9891	50,8666	25,9998
ρ	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
t_{nodale} (Cm)	10	10	10	10	10
t_{courante} (Cm)	15	15	15	15	15
l_r	64	64	48	48	48
A_t (Cm ²)	1,58	2,15	2,03	1,06	0,609
$A_{t,\text{nodale}}^{\min}$ (Cm ²)	3,47	2,63	1,8	1,2	1,2
$A_{t,\text{courant}}^{\min}$ (Cm ²)	5,19	3,95	2,7	1,8	1,8
$A_t^{\text{adoptée}}$ (Cm ²)	6,28	4,71	3,02	2,01	2,01
N de barre	8HA10	6HA10	6HA8	4HA8	4HA8

5.2.4. Vérifications relatives aux poteaux

A. Vérification des armatures transversales

Conformément aux règles du RPA 99/version 2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\geq 1/3 \times \phi_{lmax}$). Ce qui est vérifiée chez nous.

B. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 Les résultats est récapitulé dans le tableau suivant **Tableau 5.5** :

Tableau 5.5 Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	section Cm ²	l _f (m)	λ	α	A _s	B _r	Nu* ≥ Nu ^{max}		Observation
							Nu*	Nu ^{max}	
E.sol2 et 1	60*55	2,142	0,829	0,829	28,40	0,3074	5,538	2,743	Vérifiée
RDCet1 ^{er} Etage	55*50	2,142	0,825	0,825	24,13	0,2544	4,579	2,033	Vérifiée
Etage 2et 3	50*45	2,142	0,820	0,820	18,47	0,2064	3,661	1,491	Vérifiée
Etage 4 et 5	45*40	2,142	0,814	0,814	15,21	0,1634	2,894	0,623	Vérifiée
Etage 6	40*40	2,142	0,805	0,805	12,8	0,1444	2,511	0,293	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

C. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

- Vérification pour la section entièrement comprimée

$$\sigma_{bc} 1,2 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} 1 = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{MG_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc} 2 = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{MG_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15 (A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$MG_{ser} = M_{ser} - N_s(h/2 - V)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{s} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15(d - V)^2 \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

- Vérification pour la section partiellement comprimée

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{ut} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \frac{N_{ser}}{ut} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

avec : $y = y_c + c$; $y_c^3 + p y_c + q = 0$; $C = e_G + h/2$

$$p = -3C^2 - 90A'/b(c - d') + 90A/b((d - c)$$

$$q = -2C^3 - 90A'/b(C - d')^2 - 90A/b(d - C)^2$$

$$\mu_t = b/2y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

Les résultats de calcul pour les S.E.C et S.P.C sont regroupés dans les tableaux (5.6.Et5.7)

Tableau 5.6 . Vérification des contraintes dans le béton pour la S.E.C

niveau	E.sol2 et 1	RDC et 1 ^{er} Etage	Type de section
B (cm ²)	60*55	55*50	Section Entièrement Comprimée
d (cm)	55	50	
A (cm ²)	28,4	24,13	
V (cm)	32,86	30,12	
V '(cm)	27,14	24,88	
I _{yy'} (m ⁴)	0,0122	0,0086	
N _{ser} (Kn)	1951,33	1482,75	
M _{ser} (Kn)	18,59	11,03	
MG _{ser} (Kn.m)	74,39	49,88	
σ _{bc 1} (MPa)	7,24	6,51	
σ _{bc 2} (MPa)	3,23	3,02	
σ _{bc} (MPa)	15	15	
Observation	Vérifiée	Vérifiée	

Tableau 5.7. Vérification des contraintes dans le béton pour la S.P.C

niveau	Etage 2et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
B (cm2)	50*45	45*40	40*40
N_{ser} (Kn)	1044,01	624,18	204,05
M_{ser} (Kn)	8,89	5,30	10,32
$c=eG+ (h /2)$	0,24	0,22	0,15
y_c	0,441	0,401	0,275
$y=y_c+c$	0,681	0,624	0,425
μt	0,1109	0,083	0,038
$\sigma_{bc 1}$ (MPa)	6,42	4,69	2,31
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

D. Vérification au cisaillement

D’après leRPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant **Tableau 5.8** :

Tableau 5.8. Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (Cm²)	L _f (m)	λ_g	ρ_d	d (m)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
sol 2 et1	60*55	2,142	3,89	0,04	55	66,4345	0,0219	1	Vérifiée
RDC et 1 ^{er}	55*50	2,142	4,284	0,04	50	83,9638	0,033	1	Vérifiée
Etage 2et3	50*45	2,142	4,670	0,04	45	71,9891	0,035	1	Vérifiée
Etage 4et5	45*40	2,142	5,355	0,075	40	50,866	0,032	1,875	Vérifiée
Etage6	40*40	2,142	5,355	0,075	35	25,999	0,018	1,875	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n’y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

⇒ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

⇒ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

⇒ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

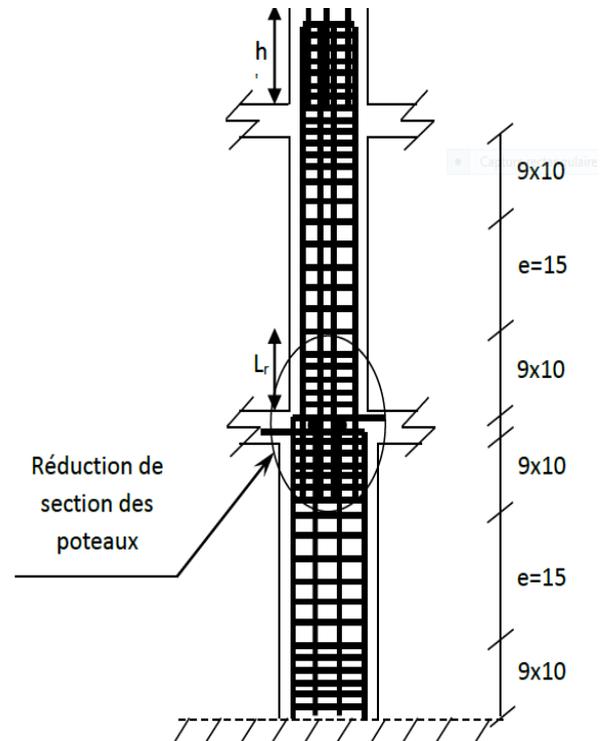


Figure 5.1. Ferrailage la section des poteaux

➤ Détermination de la zone nodale

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

Avec: $h' = \max (h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm})$

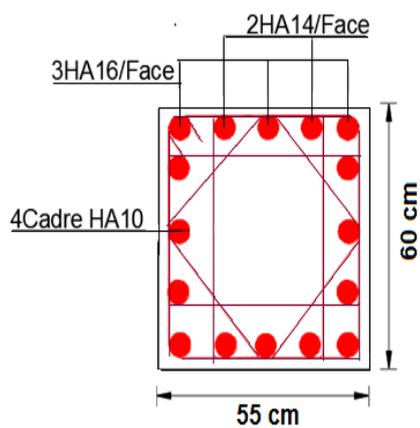
$l' = 2h$

h_e : Hauteur de chaque niveau

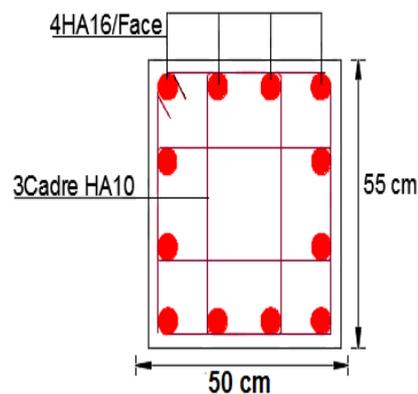
Tableau 5.9. dimension de la zone nodale pour les autres poteaux

Niveaux		E. sol 2 et 1	RDC et 1er	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
section		60*55	55*50	50*45	45*40	40*40
l' (cm)	P.P	90	90	90	90	90
	P.S	80	80	80	80	80
h' (cm)		60	60	60	60	60

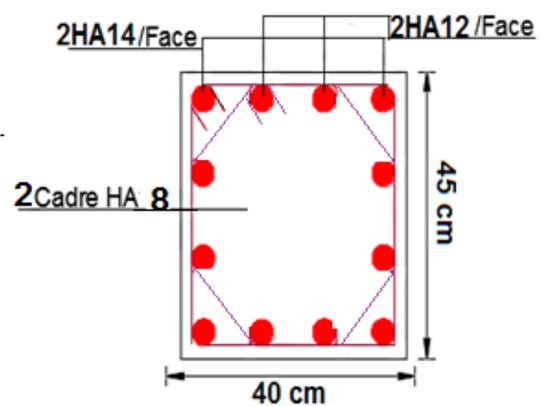
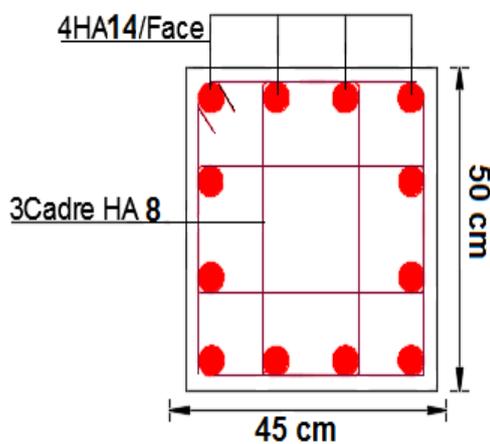
5.2.5. Schéma de ferrailage



Entresol 1 et 2 (55x60)

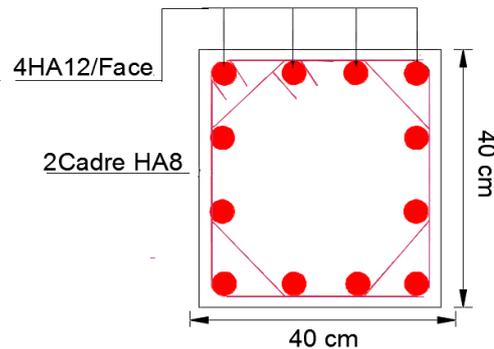


RDC et 1ère Etage (50x55)



2^{ème} et 3^{ème} Etage (45x50)

4^{ème} et 5^{ème} Etage (40x45)



6^{ème} Etage (40 x 40)

Figure 5.2. schéma de ferrailage des poteaux

5.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$1.35G+1.5Q$	(ELU)
$G+Q$	(ELS)
$G+Q\pm E$	(ELA)
$0.8G\pm E$	(ELA)

5.3.1. Recommandations

A. Armatures longitudinales RPA99/2003 art 7.5.2.1

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% de la section du béton en zone courante, et de 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II_a.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des

armatures longitudinales des poutres. On doit avoir Un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds

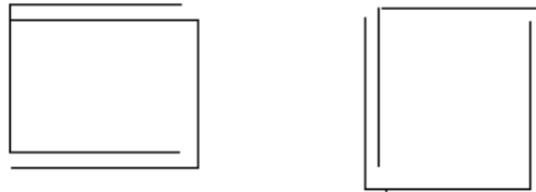


Figure 5.3. Armature transversale dans la zone nodale

B. Armatures transversales : RPA99/2003 Art 7.5.2.2

La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \text{ en zone nodale} \quad , \quad St \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

5.3.2. Les Armatures longitudinales minimales et maximales

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.10. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA

Type de poutres	Section de la poutre	Amin RPA (cm2)	Amax RPA (cm2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Principale	30×45	6,75	54	81
Secondaire	30×40	6	48	72

5.3.3. Sollicitation et ferrailage des poutres

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel ETABS 2016, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d’armatures du RPA99/version2003.

A. Armatures longitudinales

➤ **Poutres principales**

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables ; Avec : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$, $d = 42 \text{ cm}$ Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau 5.11. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1et 2	Travée	108,594	ELA (B33)	6,88	6,75	8,01	3HA14+3HA12
	Appuis	140,611	ELA (B21)	9,1	6,75	9,24	6HA14
RDC et 1 ^{er} Etage	Travée	113,083	ELA (B33)	7,19	6,75	8,01	3HA14+3HA12
	Appuis	149,228	ELA (B21)	9,72	6,75	10,65	3HA16+3HA14
Etage 2,3	Travée	105,005	ELA (B33)	6,64	6,75	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	133,554	ELA (B17)	8,6	6,75	9,24	6HA14
Etage 4,5	Travée	87,943	ELA (B33)	5,5	6,75	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	122,744	ELA (B17)	7,85	6,75	8,01	3HA14+3HA12
Etage 6	Travée	39,533	ELA (B33)	2,4	6,75	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	91,102	ELA (B17)	5,71	6,75	6,88	3HA14+2HA12

➤ Poutres secondaire

b = 30cm , h = 40cm , d = 37 cm

Fissuration peut nuisible (FPN)

Tableau 5.12. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires de chaque étage

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1et 2	Travée	58,99	ELA (B37)	4,21	6	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	65,75	ELA (B37)	4,72	6	6,88	3HA14+2HA12
RDC et 1 ^{er} Etage	Travée	76,84	ELA (B37)	5,56	6	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	75,84	ELA (B37)	5,51	6	6,88	3HA14+2HA12
Etage 2,3	Travée	62,24	ELA (B56)	4,28	6	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	73,01	ELA (B37)	5,06	6	6,88	3HA14+2HA12
Etage 4,5	Travée	46,95	ELA (B137)	3,21	6	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	53,46	ELA (B37)	3,79	6	6,88	3HA14+2HA12
Etage 6	Travée	48,94	ELA (B57)	3,46	6	6,88	3HA14+2HA12
	Appuis	42,48	ELA (B57)	2,98	6	6,88	3HA14+2HA12

B. Ferrailage transversale

➤ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12,86; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11,43; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \cdot 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \cdot 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

➤ **Calcul des espacements S_t**

D'après le ; RPA99/2003 (Art7.5.2.2)

En zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,3\% * s_t * b = 1,8\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,3\% * s_t * b = 1,8\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_t = 2,01 > A_t^{\min} = 1,8$ Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

➤ **Calcul des longueurs de recouvrement**

$L_r \geq 40 \times \phi_l$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 560 \text{ mm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 480 \text{ mm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

5.3.4. Les Vérifications nécessaires

➤ **À l'ELU**

A. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

- En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 * 45) = 81\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 * 40) = 72\text{cm}^2 \end{cases}$$

- En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 * 45) = 54\text{cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 * 40) = 48\text{cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

Condition de non fragilité :BAEL 91(Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}} \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales} : A_{\min} = 1,52\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} : A_{\min} = 1,34\text{cm}^2 \end{cases}$$

B. Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant **Tableau5.13.:**

Tableau 5.13. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	V _{max} (KN)	τ _u (Mpa)	τ _u (Mpa)	Observation
Entresollet2	Principale	128,412	1,019	3.33	Vérifiée
	Secondaire	55,04	0,496	3.33	Vérifiée
RDCet1 ^{er} Etage	Principale	133,352	1,059	3.33	Vérifiée
	Secondaire	62,09	0,559	3.33	Vérifiée
Etage 2,3	Principale	119,163	0,946	3.33	Vérifiée
	Secondaire	59,64	0,537	3.33	Vérifiée
Etage 4,5	Principale	93,673	0,726	3.33	Vérifiée
	Secondaire	35,02	0,315	3.33	Vérifiée
Etage 6	Principale	66,621	0,529	3,33	Vérifiée
	Secondaire	60,48	0,545	3,33	Vérifiée

➤ À l'ELS

A. Etat limite de compression de béton

La condition a vérifié est la suivante :

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

Tableau 5.14. Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveau	Poutres	Position	M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm)	σ (Mpa)	σ̄ (Mpa)	Observation
Entre sol 2,1	Principales	Travée	38,2433	8,01	14,44	116357	4,74	15	Vérifiée
		Appuis	-50,0768	9,24	15,61	134563	5,81		Vérifiée
	Secondaires	Travée	18,69	6,88	10,97	60156	3,40		Vérifiée
		Appuis	-27,93	6,88	11,99	71186	4,70		Vérifiée
RDC et 1 ^{er} Etage	Principales	Travée	38,5534	8,01	14,44	116357	4,78		Vérifiée
		Appuis	-54,3526	10,65	16,48	148799	6,02		Vérifiée
	Secondaires	Travée	16,14	6,88	11,99	71186	2,72		Vérifiée
		Appuis	-29,27	6,88	11,99	71186	4,93		Vérifiée
Etage 2 et 3	Principales	Travée	38,5843	6,88	14,44	116357	4,78		Vérifiée
		Appuis	-53,9254	9,24	15,61	134563	6,25		Vérifiée
	Secondaires	Travée	17,08	6,88	10,97	60156	3,11		Vérifiée
		Appuis	-28,69	6,88	11,99	71186	4,83		Vérifiée
Etage 4 et 5	Principales	Travée	39,3089	6,88	12,93	94504	5,37	Vérifiée	
		Appuis	-70,7856	8,01	14,77	121309	8,61	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	20,06	6,88	9,63	47023	4,10	Vérifiée	
		Appuis	-31,29	6,88	10,55	55922	5,90	Vérifiée	
Etage 6	Principales	Travée	28,8676	6,88	10,36	62025	4,82	Vérifiée	
		Appuis	-52,5076	6,88	12,93	94504	7,18	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	35,93	6,88	10,55	55922	6,77	Vérifiée	
		Appuis	-29,22	6,88	9,63	47023	5,98	Vérifiée	

B. Etat limite de déformation ArtB.6.5, 2 BAEL91R99

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

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2, b.d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Poutre principale :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) H= 45 \text{ cm} > 0,29 \\ 2) A= 4,21 \text{ cm}^2 < 17,01 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) H= 40 \text{ cm} > 0,18 \\ 2) A= 3,39 \text{ cm}^2 < 14,48 \end{array} \right.$$

Remarque

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

▪ **Vérification de la zone nodale** RPA99/2003Art 7.6.2

Pour assurer la sécurité des usagée d'un bâtiment, il est primordiale que les rotules plastiques se forme dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Alors le RPA99 exige de vérifiée la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

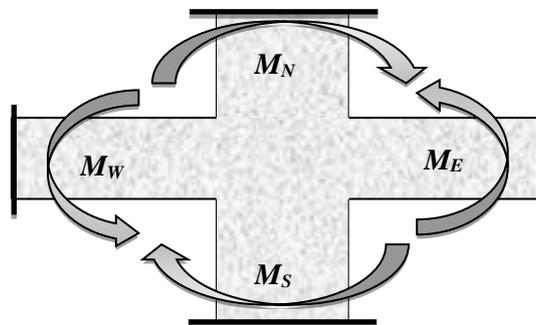


Figure 5.4. Moments résistants au niveau delà zone nodale.

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Tableau5.15. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	b(cm)	z(cm)	A(cm ²)	N ^{bre} de barres / face	σ _s (MPa)	M _R (KN. m)
E.sol 2 et 1	60*55	0,51	9,11	2HA14+3HA16	400	185,84
RDC et 1 ^{er}	55*50	0,467	8,04	4HA16	400	150,19
Etage 2et3	50*45	0,425	6,16	4HA14	400	104,72
Etage 4et5	45*40	0,382	5,34	2HA12+2HA14	400	81,59
Etage 6	40*40	0,34	4,52	4HA12	400	61,47

Tableau 5.16. Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	section	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _r (KN. m)
E.sol 2 et 1	Travée	30*45	0,383	8,01	400	122,71
	Appui		0,383	9,24	400	141,56
RDC et 1 ^{er}	Travée	30*45	0,383	8,01	400	122,71
	Appui		0,383	10,65	400	163,16
Etage 2et3	Travée	30*45	0,383	6,88	400	105,40
	Appui		0,383	9,24	400	141,56
Etage 4et5	Travée	30*45	0,383	6,88	400	105,40
	Appui		0,383	8,01	400	122,71
Etage 6	Travée	30*45	0,383	6,88	400	105,40
	Appui		0,383	6,88	400	105,40

Tableau 5.17. Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	section	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _r (KN. m)
E.sol 2 et 1	Travée	30*40	0,34	6,88	400	93,57
	Appui		0,34	6,88	400	93,57
RDC et 1 ^{er}	Travée	30*40	0,34	6,88	400	93,57
	Appui		0,34	6,88	400	93,57
Etage 2et3	Travée	30*40	0,34	6,88	400	93,57
	Appui		0,34	6,88	400	93,57
Etage 4et5	Travée	30*40	0,34	6,88	400	93,57
	Appui		0,34	6,88	400	93,57
Etage 6	Travée	30*40	0,34	6,88	400	93,57
	Appui		0,34	6,88	400	93,57

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau 5.18. Vérification de la zone nodale dans le sens principale

Niveau	M _N (KN. m)	M _S (KN. m)	M _N + M _S (KN. m)	M _E (KN. m)	M _W (KN. m)	1,25(M _E + M _W)	Observation
E sol 1et2	371,68	185,84	557,52	141,56	62,83	255,49	Vérifiée
RDC	300,38	150,19	450,57	163,16	62,83	282,49	Vérifiée
Etage 1	300,38	150,19	450,57	163,16	62,83	282,49	Vérifiée
Etage 2	209,44	104,72	314,16	141,56	62,83	255,49	Vérifiée
Etage 3	209,44	104,72	314,16	141,56	62,83	255,49	Vérifiée
Etage 4	163,18	81,59	244,77	122,71	62,83	231,93	Vérifiée
Etage 5	163,18	81,59	244,77	122,71	62,83	231,93	Vérifiée
Etage 6	122,94	61,47	184,41	105,40	62,83	210,29	N.Vérifiée

Tableau 5.19. Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	M_E (KN.m)	M_W (KN.m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
E sol 1 et 2	371,68	185,84	557,52	141,56	54,97	245,66	Vérifiée
RDC	300,38	150,19	450,57	163,16	54,97	272,66	Vérifiée
Etage 1	300,38	150,19	450,57	163,16	54,97	272,66	Vérifiée
Etage 2	209,44	104,72	314,16	141,56	54,97	245,66	Vérifiée
Etage 3	209,44	104,72	314,16	141,56	54,97	245,66	Vérifiée
Etage 4	163,18	81,59	244,77	122,71	54,97	222,1	Vérifiée
Etage 5	163,18	81,59	244,77	122,71	54,97	222,1	Vérifiée
Etage 6	122,94	61,47	184,41	105,40	54,97	200,46	N.Vérifiée

Remarque

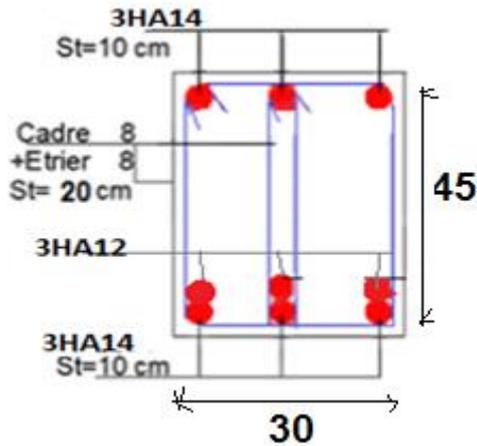
- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifiée pour chaque étage
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2. (RPA99/2003 ART 7.6.2)

5.3.4. Schéma de ferrailage

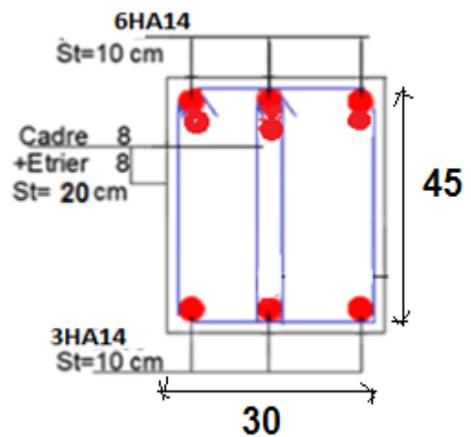
- ✓ poutres principales

Entre sol 1et 2

Appuis

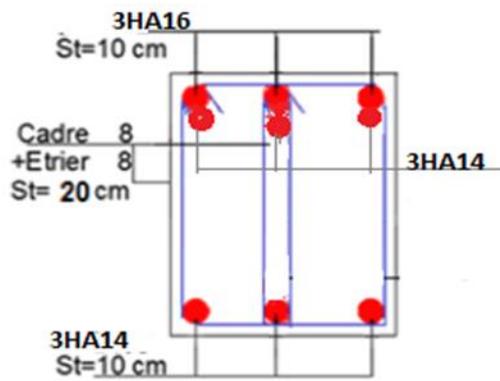


Travée

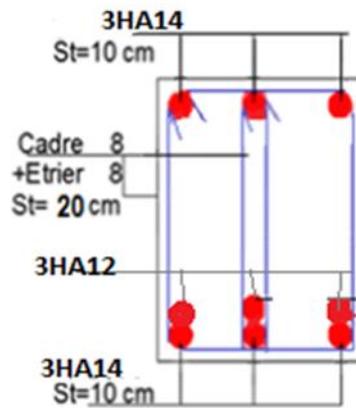


RDC et 1^{er} étage

Appuis

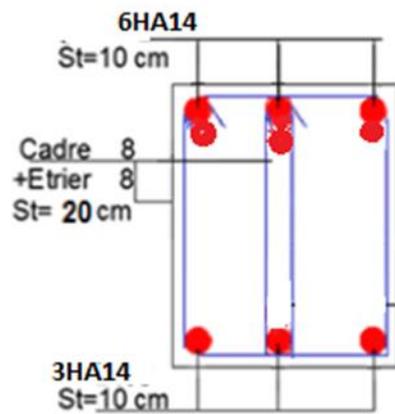


Travée

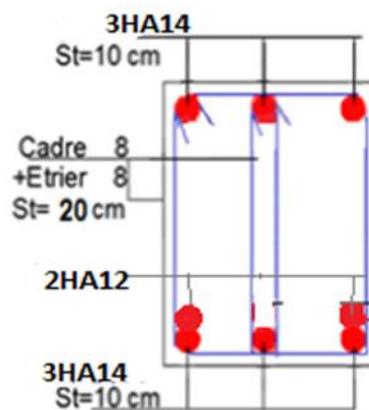


2^{me} et 3^{eme} étage

Appuis

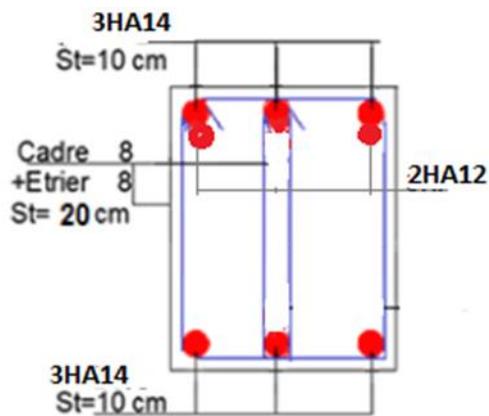


Travée

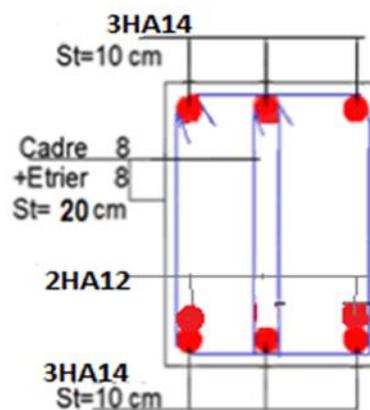


4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étages

Appuis



Travée



✓ poutre secondaire

Entre sol 1 et 2

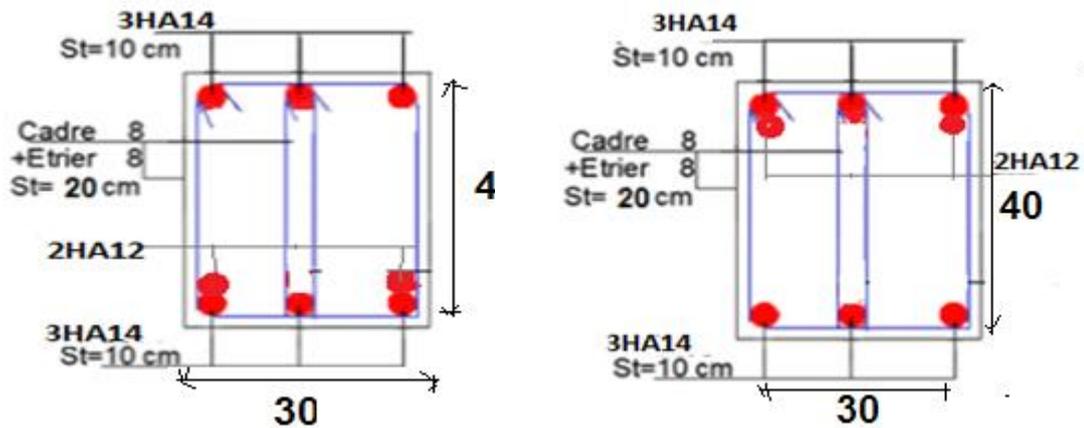


Figure 5.5. Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

5.4. Étude des voiles

5.4.1. Introduction

Un voile de contreventement est un élément verticale de section ($e \times l$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- $G+Q\pm E$ (ELA)
- $0.8G\pm E$ (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \quad A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

5.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

A . Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B . Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C . Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

- **Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

- 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 :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.4.3. Calcul des voiles

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux (annexes1)

Tableau5.20. Sollicitations maximale dans le voile $V_{x2} = 2,2 \text{ m}$

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		Vd(kn)
	N(kn)	M(kn.m)	M(kn.m)	N(kn)	N(kn)	M(kn.m)	
entresol 1et2	-1357,795	1086,755	1086,755	1357,795	-282,207	1073,112	422,689
RDC+1 ^{er} étage	995,662	142,180	621,165	838,411	275,613	211,809	296,053
2 ^{em} et 3 ^{em} étage	755,535	119,090	307,383	754,425	122,829	64,196	210,480
4 ^{em} et 5 ^{em} étage	482,073	198,023	200,071	325,861	10,028	38,408	159,764
6 ^{em} étage	122,432	211,401	211,401	122,432	-5,320	36,612	100,623

Tableau5.21. Sollicitations maximale dans le voile $V_{y4} = 3,3 \text{ m}$

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		Vd(kn)
	N(kn)	M(kn.m)	M(kn.m)	N(kn)	N(kn)	M(kn.m)	
entresol 1et2	1735,596	424,653	2432,147	31,442	15,367	376,212	902,411
RDC+1 ^{er} étage	1488,154	368,999	1730,404	1314,912	334,258	65,488	683,016
2 ^{em} et 3 ^{em} étage	1143,874	93,296	914,117	947,421	371,171	460,143	481,218
4 ^{em} et 5 ^{em} étage	727,407	60,641	380,898	659,799	132,114	193,933	292,035
6 ^{em} étage	208,041	154,498	233,727	92,677	56,083	221,085	86,128

5.4.4. Ferrailage longitudinale

➤ **Exemple de calcul :**

- **Calcul sous N_{max} et M_{cor}** Voile V_{X2} (Entre sol 1,2)

$N_{max} = 1357,795 \text{ KN}; M_{cor} = 1086,755 \text{ KN.m}; V_u = 422,689 \text{ KN}$ (Combinaison ELA)

$L = 2,2 \text{ m}; e = 20 \text{ cm}; d = 2,15 \text{ m}; d' = 0,05 \text{ m}$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1086,755}{1357,795} = 0,80 \text{ m} < \frac{H}{2} = \frac{2,2}{2} = 1,1 \text{ m}$

Avec: $M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1086,755 + 1357,795 \times (2,15 - 2,2/2) = 2512,44 \text{ KN.m}$

$N_U (d-d') - M_{UA} = 0,339 \dots \dots \dots (1)$

$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 1,42 \dots \dots \dots (2)$

⇒ N est un effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et (1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2512,44 \times 10^{-3}}{0,2 \times (2,15)^2 \times 18,48} = 0,147$$

$\mu_{bu} = 0,147 < \mu_l = 0,39 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,199$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1,979 \text{ m}$

$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{2512,44 \times 10^{-3}}{1,979 \times 400} = 31,74 \text{ cm}^2$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = - 2,20 \text{ cm}^2$$

Donc A = 0 Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant

- **Calcul sous N_{min} et M_{cor} :**

$N_{min} = -282,207 \text{ KN}; M_{cor} = 1073,112 \text{ KN.m}; V_u = 422,689 \text{ KN}$ (Combinaison ELA)

$e_G = 3,80 \text{ m} > (h/2) = 1,1 \text{ m}$.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section. Il faut vérifier la condition suivante :

$N_U (d-d') - M_{UA} = -0,599 \dots \dots \dots (1)$

$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 1,42 \dots \dots \dots (2)$

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,04 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,098 < \mu_l = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,058, Z = 2,09 \text{ m} \Rightarrow A_l = 9,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 16,31 \text{ cm}^2$$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$L = 2,09 \text{ m}, v = L/2 = 1,045 \text{ m}, I = 0,1774 \text{ m}^2, S = e \times L = 0,44 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \text{ Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{-282,207 \times 10^{-3}}{0,44} + \frac{1073,112 \times 10^{-3}}{0,1774} = 6,01014 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{-282,207 \times 10^{-3}}{0,44} - \frac{1073,112 \times 10^{-3}}{0,1774} = -7,2929 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = 0,99 \text{ m} \\ l_c = 0,21 \text{ m} \end{cases}$$

- Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\% (e \times l_t) = 0,2\% (20 \times 99) = 3,96 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,10\% (e \times l_c) = 0,10\% (20 \times 21) = 0,42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon le RPA99/V2003, on a : } A_{\min} = 0,15\% (e \times l) = 0,15\% (20 \times 220) = 6,6 \text{ cm}^2$$

- Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 422,689 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,15} = 1,38 \text{ MPa}$$

- Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{1,38 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous et pour le reste des voiles ils seront résumés dans les tableaux (annexes1):

Tableau 5.22. Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux l=2,2m

niveau	Entre sol 1.2	RDCetétage1	étage 2 et 3	étage 4 et 5	étage 6
section(cm ²)	20×220	20×220	20×220	20×220	20×220
M(kn.m)	1073,112	211,809	64,196	38,408	36,612
N(kn)	- 282,207	275,613	122,829	10,028	-5,32
V(kn)	422,689	296,053	210,480	159,764	100,023
τ (MPa)	1,38	1,04	0,74	0,52	0,33
τ (MPa)	5	5	5	5	5
L _T (m)	0,99	0,58	0,33	0,99	1,04
A ^{cal} _v (cm ²)	16,31	0	0	0,32	0,49
A ^{min} _v (cm ²)	6,6	6,6	6,6	6,6	6,6
A _{adop} (cm ²)	16,84	6,79	6,79	6,79	6,79
Nbre/face	8HA14+4HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S _t (cm)	15	20	20	20	20
A ^{cal} _h (cm ²)	1,73	1,31	0,93	0,65	0,41
A ^{min} _h (cm ²)	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
A _{adph} (cm ²)	2,26	2,26	1,01	1,01	1,01
Nbre	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.23 Sollicitations et ferrailage dans le voile Vy4 dans tous les niveaux l=3,3m

Niveau	E.sol 1et 2	RDC et 1er	Etage 2et3	Etage 4et5	Etage6
B(cm ²)	(20*330)	(20*330)	(20*330)	(20*330)	(20*330)
M(kn.m)	424,653	65,488	460,143	193,933	221,085
N(kn)	1736,596	334,258	371,171	132,114	56,083
Vd(kn)	902,411	683,016	481,218	292,036	86,128
τ _u (MPa)	2,12	1,61	1,13	0,69	0,20
τ _{bu} (MPa)	5	5	5	5	5
L _t (m)	0,92	1,06	0,92	1,03	1,42
A ^{cal} _v (cm ²)	17,29	0	0	0	1
A ^{min} _v (cm ²)	9,9	9,9	9,9	9,9	9,9

$A_{v/}$ adopté (cm ²)	18,22	9,24	9,24	9,24	9,24
Nbre	6HA16+4HA14	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
S_t verticale (cm)	15	20	20	20	20
A_h cal (cm ²)	2,66	2,01	1,42	0,86	0,25
A_h min (cm ²)	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
A_h adopté (cm)	3,08	2,26	1,57	1,01	1,01
Nbre	2HA14	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t Horizontal (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.24. Sollicitations maximale dans les voiles

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

Niveau	voiles	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		Vd(kn)
		N(kn)	M(kn.m)	M(kn.m)	N(kn)	N(kn)	M(kn.m)	
Entree Sol 1 Et2	Vx1	-421,084	24,918	426,185	-162,492	-95,145	411,710	224,416
	Vx3	-1697,483	34,660	665,245	-851,198	-467,651	656,901	240,537
	Vx4	1752,916	31,025	762,582	911,037	516,140	755,364	271,031
	Vx5	1427,133	78,073	862,663	32,717	-368,879	165,504	369,104
	Vy1	763,725	405,687	575,392	329,982	22,009	428,083	282,836
	Vy2	596,865	629,816	629,816	596,865	-4,386	492,957	336,779
	Vy3	1060,852	348,098	502,596	704,868	-382,432	399,785	285,374
RD C et 1 ^{er} Etage	Vx1	-633,047	56,746	221,112	-562,648	-159,849	126,719	122,382
	Vx3	1363,277	11,413	326,481	-1039,420	-540,843	197,384	171,531
	Vx4	1435,009	53,976	408,123	1092,868	531,530	211,503	220,479
	Vx5	1174,835	87,619	533,959	606,827	-8,143	242,948	301,258
	Vy1	744,988	377,021	441,120	51,738	-54,102	321,636	258,146
	Vy2	484,568	317,2	412,284	194,865	50,295	298,301	242,488
	Vy3	690,851	197,431	197,431	690,851	-107,837	188,964	120,270
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	Vx1	-482,187	65,936	159,546	-247,869	-113,021	86,538	106,094
	Vx3	-1048,213	45,988	236,036	-840,674	-341,693	108,047	160,276
	Vx4	1091,334	105,937	320,707	920,868	309,001	110,528	217,389
	Vx5	688,909	140,530	351,509	368,827	145,038	205,608	237,938
	Vy1	509,011	249,064	308,448	41,808	-30,457	297,851	206,464
	Vy2	433,125	206,655	284,212	84,685	-11,775	188,495	189,583
	Vy3	375,055	162,797	162,797	375,055	15,470	79,893	110,534
5 ^{eme} étage	Vx1	-303,845	77,173	112,550	-150,911	-45,925	62,906	81,248
	Vx3	-667,012	43,229	146,031	-571,651	-140,148	46,017	118,019
	Vx4	664,263	117,736	229,031	608,665	118,507	15,345	176,402
	Vx5	449,439	2,045	238,370	201,566	13,815	162,737	176,934
	Vy1	227,929	119,628	200,144	30,994	-24,607	93,126	141,297

	Vy2	260,709	85,056	185,346	4,714	-59,317	91,516	129,988
	Vy3	216,036	111,794	111,794	216,036	-73,058	38,762	78,725
6 ^{eme} éta ge	Vx1	-74,050	36,672	76,908	-64,883	-9,659	57,086	50,215
	Vx3	-231,054	86,048	102,617	-214,846	-76,235	2,477	80,745
	Vx4	236,524	194,492	194,492	236,524	69,554	42,484	148,881
	Vx5	187,403	94,495	247,616	66,999	27,525	159,315	158,985
	Vy1	75,788	39,365	53,761	-14,408	-19,843	52,244	47,049
	Vy2	125,655	42,399	63,922	-19,019	-32,763	60,979	41,467
	Vy3	87,475	58,346	65,578	53,839	-44,728	1,736	45,402

Tableau 5.25. Les Sollicitations et ferrailage du voile Vx_1 dans tous les niveaux $l=1.2m$

Niveau	E.sol 1et 2	RDC et 1er	Etage 2et3	Etage 4et5	Etage6
B(cm ²)	(20*120)	(20*120)	(20*120)	(20*120)	(20*120)
M(kn.m)	411,710	126,719	86,538	62,906	57,086
N(kn)	95,145	159,849	113,021	45,925	9,659
Vd(kn)	224,416	122,382	106,094	81,248	50,215
(MPa) τ_u	-1,45	-0,79	0,69	-0,52	0,32
(MPa) $\bar{\tau}_{bu}$	5	5	5	5	5
(m) L_t	0,57	0,44	0,44	0,51	0,58
A_v^{cal} (cm ²)	8,26	0,78	0,46	0,79	1,12
A_v^{min} (cm ²)	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)	9,24	3,93	3,93	3,93	3,93
Nbre	6HA14	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
(cm) S_t^v	15	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,82	-0,71	0,86	0,66	0,41
A_h^{min} (cm ²)	0,16	0,91	0,94	0,53	0,12
(cm) $A_h^{adopté}$	2,36	1,01	1,01	1,01	1,01

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

Nbre	3HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
(cm) S_t^h	20	20	20	20	20

Tableau 5.26. Les Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux $l=1.75m$

Niveau	E.sol 1et 2	RDC et 1er	Etage 2et3	Etage 4et5	Etage6
$B(cm^2)$	(20*175)	(20*175)	(20*175)	(20*175)	(20*175)
$M(kn.m)$	656,901	11,413	45,988	46,017	2,477
$N(kn)$	467,651	1363,277	1048,213	140,148	76,235
$Vd(kn)$	240,537	171,531	160,276	118,018	80,746
(MPA) τ_u	1,07	-076	-0,71	-0,52	-0,36
(MPA) $\bar{\tau}_{bu}$	5	5	5	5	5
(m) L_t	0,69	0,17	0,74	0,68	0,77
$A_v^{cal}(cm^2)$	4,5	17,21	15,57	0	0
$A_v^{min}(cm^2)$	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25
$A_{v/face}^{adopté}(cm^2)$	5,65	18,09	16,08	5,65	5,65
Nbre	5HA12	6HA16+3HA16	8HA16	5HA12	5HA12
$S_t^{verticale}(cm)$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,34	-0,68	-0,64	-0,46	-0,32
$A_h^{min}(cm^2)$	1,09	4,19	0,79	4,66	0,58
(cm) $A_h^{adopté}$	1,57	4,52	1,01	5,65	1,01
Nbre	2HA10	4HA12	2HA8	5HA12	2HA8
(cm) $S_t^{Horizontal}$	20	20	20	20	20

Tableau 5.27. Les Sollicitations de calcul dans le voile Vx4 dans tous les niveaux

niveau	Entre sol 1.2	RDCetétage1	étage 2 et 3	étage 4 et 5	étage 6
section(cm ²)	20×185	20×185	20×185	20×185	20×185
M(kn.m)	755,36	211,503	110,528	15,345	42,484
N(kn)	516,141	531,530	309,001	118,507	69,554
V(kn)	271,031	220,479	217,389	176,4017	148,881
τ (MPa)	1,41	0,93	0,91	0,74	0,63
(MPa) $\bar{\tau}_{bu}$	5	5	5	5	5
L _T (m)	0,73	0,21	0,13	0,54	0,46
A ^{cal} _v (cm ²)	4,83	0	0	0	0
A ^{min} _v (cm ²)	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55
A ^{adopté} _{v/face} (cm ²)	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
Nbre	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S _t (cm)	20	20	20	20	20
A ^{cal} _h (cm ²)	1,42	1,16	1,14	0,93	0,78
A ^{min} _h (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A _{adph} (cm ²)	2,26	2,26	2,26	1,01	1,01
Nbre	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.28. Les Sollicitations de calcul dans le voile Vx5 dans tous les niveaux

niveau	Entre sol 1.2	RDCetétage1	étage 2 et 3	étage 4 et 5	étage 6
section(cm ²)	20×185	20×185	20×185	20×185	20×185
M(kn.m)	862,664	242,948	205,608	162,737	247,616
N(kn)	32,717	-8,1426	145,038	13,815	66,999
V(kn)	369,104	301,258	237,938	176,934	158,987
τ (MPa)	1,55	1,27	1,00	0,74	0,67
(MPa) $\bar{\tau}_{bu}$	5	5	5	5	5
L _T (m)	0,91	0,92	0,72	0,93	0,85
A ^{cal} _v (cm ²)	12,08	3,51	1,06	2,1	2,64
A ^{min} _v (cm ²)	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55
A ^{adopté} _{v/face} (cm ²)	12,32	6,79	6,79	6,79	6,79
Nbre	8HA14	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S _t (cm)	20	20	20	20	20
A ^{cal} _h (cm ²)	1,94	1,58	1,25	0,93	0,84
A ^{min} _h (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A _{adph} (cm ²)	2,26	2,26	2,26	1,01	1,01
Nbre	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.29. Les Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux

niveau	Entre sol 1.2	RDCetétage1	étage 2 et 3	étage 4 et 5	étage 6
section(cm ²)	20×145	20×145	20×145	20×145	20×145
M(kn.m)	428,083	321,636	297,852	200,144	52,245
N(kn)	22,009	-54,102	-30,458	30,995	-19,843
V(kn)	282,836	258,147	206,464	141,297	47,049
L _T (m)	0,72	0,69	0,7	0,69	0,66
τ (MPa)	1,52	1,38	1,12	0,76	0,25
(MPa) $\bar{\tau}_{bu}$	5	5	5	5	5
L _T (m)	0,72	0,69	0,7	0,69	0,66
A ^{cal} _v (cm ²)	7,63	7,52	5,81	3,24	1,19
A ^{min} _v (cm ²)	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35
A ^{adopté} _{v/face} (cm ²)	7,7	7,7	6,79	5,65	5,65
Nbre	5HA14	5HA14	6HA12	5HA12	5HA12
S _t (cm)	20	20	20	20	20
A ^{cal} _h (cm ²)	1,89	1,73	1,38	0,95	0,32
A ^{min} _h (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A _{adph} (cm ²)	2,26	2,26	2,26	1,01	1,01
Nbre	2HA12	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.30. Les Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux

niveau	Entre sol 1.2	RDC et étage 1	étage 2 et 3	étage 4 et 5	étage 6
section (cm ²)	20×140	20×140	20×140	20×140	20×140
M (kn.m)	492,958	412,285	284,212	185,346	60,979
N (kn)	-4,387	194,865	84,685	4,714	-32,763
V (kn)	336,779	242,488	189,583	129,989	41,467
τ (MPa)	1,88	1,35	1,05	0,52	0,52
(MPa) $\bar{\tau}_{bu}$	5	5	5	5	5
L _T (m)	0,69	0,62	0,65	0,69	0,61
A ^{cal} _v (cm ²)	9,55	5,65	4,34	3,42	1,56
A ^{min} _v (cm ²)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
A ^{adopté} _{v/face} (cm ²)	11,31	6,79	4,71	4,71	4,71
Nbre	10HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20
A ^{cal} _h (cm ²)	2,34	1,68	1,32	0,9	0,9
A ^{min} _h (cm ²)	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
A _{adph} (cm ²)	2,36	2,26	2,26	1,01	1,01
Nbre	3HA10	2HA12	2HA12	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.31. Les Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux

niveau	Entre sol 1.2	RDCetétage1	étage 2 et 3	étage 4 et 5	étage 6
section(cm ²)	20×120	20×120	20×120	20×120	20×120
M(kn.m)	399,785	188,964	79 ,893	38,762	65,549
N(kn)	-382,432	-107,837	15,470	-73,058	53,839
V(kn)	285,374	120,270	110,534	78,725	45,402
τ (MPa)	1,85	0,78	0,72	0,51	0,29
(MPa) $\bar{\tau}_{bu}$	5	5	5	5	5
L _T (m)	0,49	0,53	0,58	0,37	0,50
A ^{cal} _v (cm ²)	13,76	5,55	1,55	1,79	0,74
A ^{min} _v (cm ²)	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
A ^{adopté} _{v/face} (cm ²)	13,85	6,79	3,93	3,93	3,93
Nbre	9HA14	6HA12	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20
A ^{cal} _h (cm ²)	2,31	0,97	0,89	0,64	0,37
A ^{min} _h (cm ²)	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
A _{adph} (cm ²)	2,36	1,01	1,01	1,01	1,01
Nbre	3HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20

5.4.5. Schéma de ferrailage

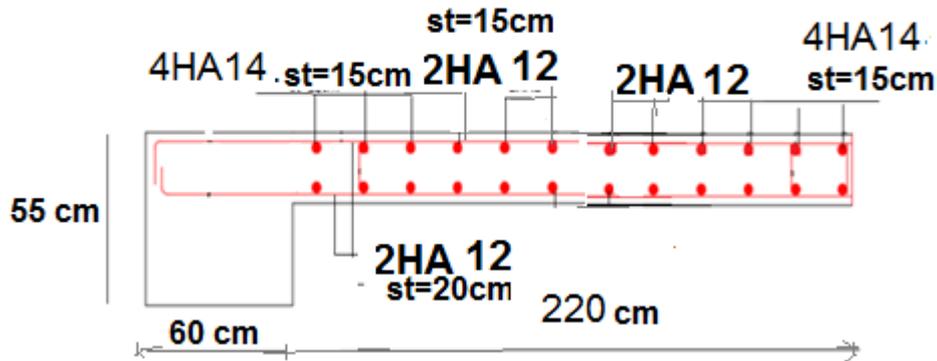


Figure 5.6. Ferrailage du voile Vx2 (entre sol1 et 2)

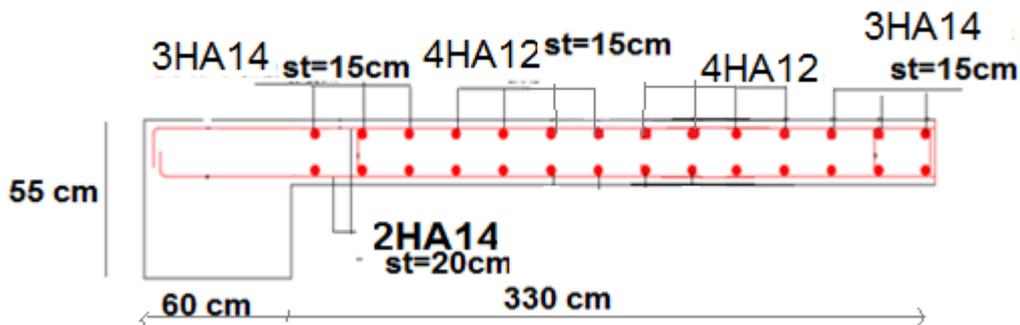


Figure 5.7. Ferrailage du voile Vy4 (entre sol1 et 2)

5.5. Conclusion

Les éléments structuraux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés avec le maximum donné par le RPA.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par l'ETABS.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

Chapitre 6 Etudes de l'infrastructure

6.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit (cas des semelles sur pieux).

Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

6.2. Choix du type de fondation.

Pour adopter un type de fondation approprié à la structure étudié on doit prendre en compte les paramètres suivants :

- ❖ Capacité portante du sol
- ❖ Les charges transmises de la superstructure au sol
- ❖ Les distances entre axe des poteaux
- ❖ La profondeur d'encrage

On distingue :

- ❖ Fondation superficielle (semelle isolé, semelle filante, radier général)
- ❖ Les fondations semi-profondes
- ❖ Fondations profondes

Combinaison de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003 art 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\mathbf{G + Q \pm E}$$

$$\mathbf{0.8 G \pm E}$$

Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,51 bar

6.3. Étude des fondations

1. Vérification des semelles isolées :

On va vérifier la semelle la plus sollicitée avec :

N : l'effort normal transmis à la base du poteau le plus sollicité obtenue par le logiciel ETABS

N : 2742,6551 KN

S : surface d'appuis de la semelle $S = A*B$

La contrainte admissible du sol est de 1.51 bar

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$$

a,b : dimensions du poteau a la base.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A*B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b*N}{a*\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,55*2742,6551}{0,6*151}} = 3,89 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimale des poteaux est 1,75 m, D'après le résultat, 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.

On calcule la surface totale des fondations nécessaire pour le bâtiment

Soit la surface des fondations :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46849,5697}{151} = 310,26 \text{ m}^2$$

Avec $S_b = 463,8 \text{ m}^2$: surface de la bâtisse en contact avec le sol

On voit bien que $S = 66 \% S_b$ une telle surface peut conclure soit a des semelles filantes soit a un radier générale.

2. Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un fil de portiques poteaux.

La vérification à faire est : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$; $S = L \times B$

Avec :

- N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».
- B : Largeur de la semelle
- L : Longueur de la semelle
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$$N = \sum N_i = 8372,0262$$

$$B \geq \frac{N}{151 \times 20,81} = 2,66 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 2,2m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas.

3. Étude du radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ La réduction des tassements différentiels
- ❖ La facilité d'exécution

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ❖ Un mauvais sol.
- ❖ Charges transmises au sol sont importantes.
- ❖ Les poteaux rapprochés.

3.1. Pré dimensionnement :

- La condition de coffrage :

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{max} = 5,4\text{m}$

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{540}{20} = 27\text{cm} \quad \text{Soit } h_r = 45\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = 54\text{cm} \quad \text{Soit } h_t = 80\text{cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique,

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen)

$$\text{On a } \begin{cases} K=0,5 \text{ sol très mauvais} \\ K=4 \text{ sol moyen} \\ K=12 \text{ sol très bon} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la section du radier ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 5,40^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 0,76 \text{ m}$$

A partir de ces deux conditions on opte pour :

$h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

$h_r = 45 \text{ cm}$ pour la dalle du radier. (Nous avons opté pour un épaisseur de 45cm après avoir fait les vérifications à ELS pour des épaisseurs (30cm, 35cm et 40 cm)

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure : $h_t = 80 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 45 \text{ cm}$

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 463,8 \text{ m}^2$

3.2. Les vérifications nécessaires :

➤ Vérification au cisaillement :

On fait cette vérification pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans les dalles du radier.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1 \text{ m}$ Avec :

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S_{\text{rad}}} = \frac{64137,5866 \times 5,4 \times 1}{2 \times 463,8} = 373,375 \text{KN}$$

$$d \geq \frac{V_u \times \gamma_b}{b \times f_{c28 \times 0,07}} \geq 0,32 \text{m} \quad \text{soit } d = 34 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec :}$$

N_u : Effort normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60x55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$, Tel que :

$$A = a + h_t = 0.60 + 0,8 = 1.40 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.55 + 0,8 = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 5,5 \text{ m et } N_u = 2742,6551 \text{ KN}$$

$$N_u = 2,7426551 \text{ MN} < 0.045 \times 5.5 \times 0,8 \times \frac{25}{1.5} = 3.3 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.151 \text{MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 12,16 \text{m} \\ Y_G = 9,98 \text{m} \end{cases} \begin{cases} I_{xx} = 14819,7 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 22153,5 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 3984,3109 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{yy} = 537,0839 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{cases} \text{ Résultat tiré du logiciel ETABS}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{52067,32}{463,8} + \frac{3984,3109}{14819,7} \times 9,98 = 0,11494 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{52067,32}{463,8} - \frac{3984,3109}{14819,7} \times 9,98 = 0,10957 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,11494 + 0,10957}{4} = 0.1136 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.151 \text{MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc : la contrainte est vérifiée dans le sens x-x

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{52067,32}{463,8} + \frac{537,0839}{22153,5} \times 12,16 = 0,11255 \text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{52067,32}{463,8} - \frac{537,0839}{22153,5} \times 12,16 = 0,11197 \text{MPa} \end{cases}$$

On trouve : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,11255 + 0,11197}{4} = 0,1124 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,151 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Donc : la contrainte est vérifiée dans le sens y-y

➤ **vérification à la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ **Sens X-X** : $e = \frac{537,0839}{52067,32} = 0,010 \text{ m} < \frac{20,81}{4} = 5,202 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

✓ **Sens-Y-Y** : $e = \frac{3984,3109}{52067,32} = 0,076 \text{ m} < \frac{24,54}{4} = 6,135 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

Donc : pas de risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 1,8$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 463,8 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 64137,5866 \text{ Kn} \geq 1,15 \times 1,8 \times 463,8 \times 10 = 9600,66 \text{ Kn} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

Pas de risque de soulèvement du radier.

3.3.Ferraillage du radier général :

3.3.1 La dalle du radier

Calculer comme une dalle plane renversée et sollicitée a la flexion simple causé par la réaction du sol, sachant que la fissuration est préjudiciable on calcule le panneau le plus défavorable et adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

• Calcul des sollicitations

$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure + poids du radier+ poids de nervure

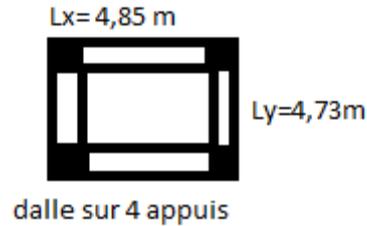
$$Prad = h_{\text{rad}} \times S_{\text{rad}} \times \gamma_b = 5217,75 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ner}} = h_{\text{ner}} \times b_{\text{pot}} \times l_{\text{max}} \times \gamma_b = 7016,075 \text{ KN}$$

$$N_u = N^{\text{cal}} + 1,2 \times 1,125 (Prad + P_{\text{ner}})$$

$$N_u = 116204,88 \Rightarrow Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = 250,55 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :



$l_x = 4,85m, l_y = 4,73m$

Figure 6.1. Le panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{l_y}{l_x} = 0,98 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travail selon deux sens

$\rho = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0384 \\ \mu_y = 0,9545 \end{cases}$

Calcul des moments :

$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0,0384 \times 250,55 \times 4,85^2 = 226,31 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0,9545 \times 226,31 = 216,01 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 192,36 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 183,61 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{ox} = -113,15 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $(1 \times 0,45) \text{ m}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$h_r = 45 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0,98$ et HA Fe400 $\Rightarrow \rho_0 = 0,0008, f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, f_{st} = 348 \text{ MPa}$

On a $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,98 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 3,636 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 3,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant : (du radier) $d = 0,42$

Tableau 6.1. Calcul des armatures pour la dalle

Sens		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
travée	x-x	192,36	13,72	3,6	14,07=7HA16	20
	y-y	183,61	13,06	3,6	14,07=7HA16	20
appuis		113,15	7,93	3,6	8,04=4HA16	33

• **Vérifications l'effort tranchant :**

$\tau_u = Vu / < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_c / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa}$

$V_{ux} = (q_{ux} l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 288,58 \text{ Kn}$

$\tau_u = 0,721 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification à l'ELS

$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$, Avec N_s : L'effort normal ultime donné par la structure + radier

$N_s = 46849,5697 + 5217,75 = 52067,32 \text{ KN}$

$\Rightarrow Q_s = \frac{52067,32}{463,8} = 112,26 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0,98 \text{ cm} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0457 \times 112,26 \times 4.85^2 = 120,67 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.9694 \times 120,67 = 116,97 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 102,57 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 99,42 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -60,33 \text{ KN.m}$

• Vérification des contraintes :

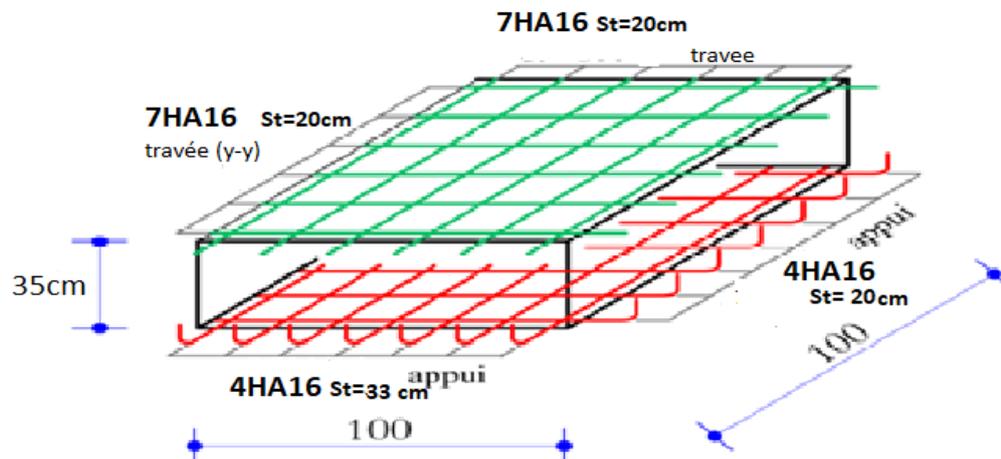
$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 15 Mser / \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots \text{FN}$

Tableau 6.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation	
Travée	X-X	102,57	11,37	24,70	4,90 < 15	198,31 > 201.63	vérifiée
	Y-Y	99,42	11,97	24,70	4,75 < 15	192,24 > 201.63	vérifiée
Appui	-60,33	8,93	15,56	3,48 < 15	193,77 > 201.63	vérifiée	

Schéma de ferrailage :



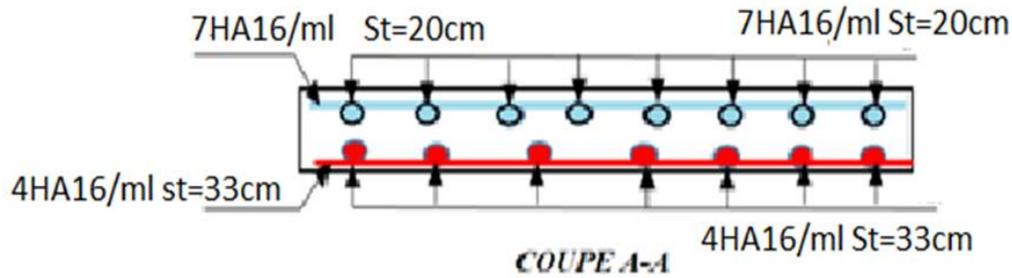


Figure 6.2. Schémas de ferrailage du radier

3.3.2 Etude des nervures

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

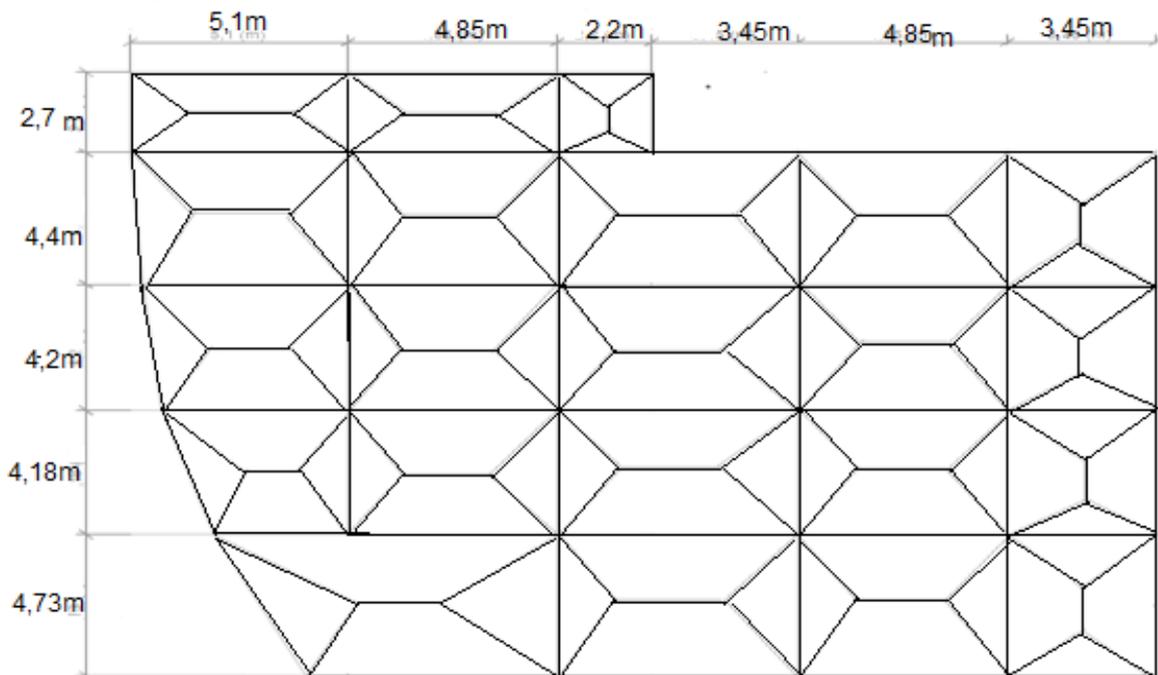


Figure 6.3. Schéma des lignes de rupture du radier

➤ Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

– Charges triangulaires

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

– **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec: P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

• **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans le chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ **Sens X-X :**

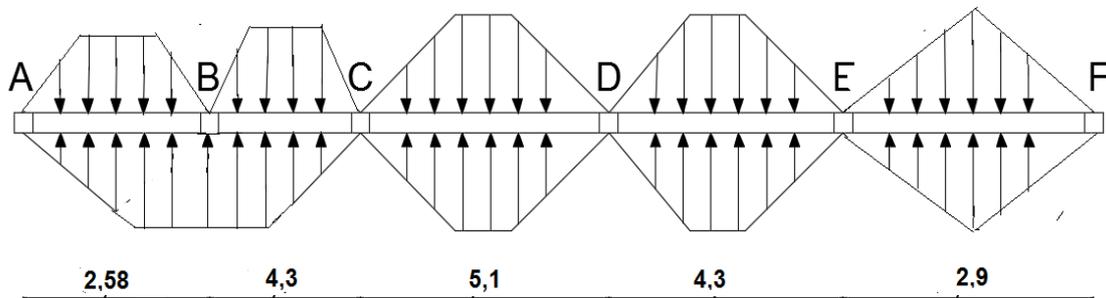


Figure 6.4. Sollicitation sur la nervure dans le sens X-X

✓ Sens Y-Y :

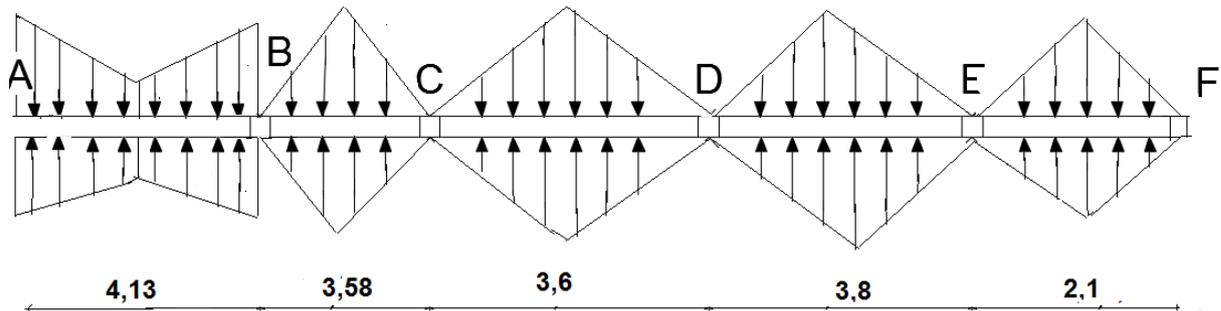


Figure 6.5. Sollicitation sur la nervure dans le sens Y-Y

$$\text{ELU : } P_u = 250,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = 112,26 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau 6.3. Les chargements sur les travées sens x-x

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
(KN/m) q_m^u	256,22	259,23	779,47	703,94	484,39
(KN/m) q_m^s	570,99	579,69	349,24	315,40	217,04

Tableau 6.6. Les chargements sur les travées sens y-y

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
(KN/m) q_m^u	910,58	597,98	601,32	634,73	350,77
(KN/m) q_m^s	407,98	267,93	269,42	284,39	117,87

• Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$l' \begin{cases} l & : \text{ si travée de rive} \\ 0,8 \times l & : \text{ si travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : les longueurs fictives

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0,15 M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moment en travée

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

Chapitre 6 : Etudes de l'infrastructure

$$M(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x), \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad ; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad ; \quad V = \max(V_1, V_2)$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau 6.7. sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x(ELU) et à (ELS)

Travées		(KN.m) M_g	(KN.m) M_d	(m) X_0	KN.m) M_t ((KN) V_g^u ((KN) V_d^u (
AB	ELU	0	-736,09	1,153	379,63	919,12	-1387,15
	ELS	0	-329,73		170,56		
BC	ELU	-736,09	-1412,63	1,879	286,80	616,91	-1012,86
	ELS	-329,73	-632,69		127,76		
CD	ELU	-1412,63	-1584,01	2,786	1612,60	1316,64	-1392,47
	ELS	-632,69	-709,71		722,64		
DE	ELU	-1584,01	-979,71	2,602	799,25	1186,66	-875,17
	ELS	-709,71	-438,73		358,19		
EF	ELU	-979,71	0	2,311	314,24	910,49	-342,85
	ELS	-438,73	0		140,80		

Tableau 6.8. sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y(ELU) et à (ELS)

Travées		(KN.m) M_g	(KN.m) M_d	(m) X_0	KN.m) M_t ((KN) V_g^u	(KN) V_d^u (
AB	ELU	0	-1729,91	1,963	1755,03	1347,33	-2078,79
	ELS	0	-775,08		786,33		
BC	ELU	-1729,91	-792,69	2,465	86,76	1030,13	-469,59
	ELS	-775,08	-355,17		38,88		
CD	ELU	-792,69	-863,43	2,072	498,09	736,61	-778,72
	ELS	-355,17	-386,86		223,17		
DE	ELU	-863,43	-654,19	2,275	779,02	897,29	-778,40
	ELS	-386,86	-332,55		328,65		
EF	ELU	-654,19	0	2,041	76,22	597,45	-112,87
	ELS	-332,55	0		95,76		

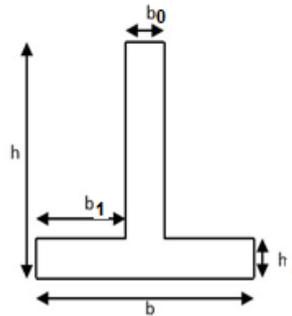
Tableau 6.9. Sollicitation maximal sur les nervures(ELU) et à (ELS)

SENS	localisation	(KN.m)M _{max}		(KN)V _{max} ^u
		ELU	ELS	
XX	travée	1612,60	722,64	-1392,47
	appui	1584,01	-709,71	
YY	travée	1755,03	786,33	-2078,79
	appui	1729,91	-775,08	

• Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.
 h = 0,8m, h₀ = 0,45m, c=5cm, b₀ = 0,60m, d =0,75m

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



$$\frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{4.73}{2}; \frac{5.65}{10}\right) \Rightarrow b = 1,6m$$

Figure 6.6. Section a ferrailé

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section (b × h)

Tableau 6.10. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barresN ^{bre}
X-X	Travée	1612,60	64,33	14,88	65,19	12HA25+2HA20
	Appui	1584,01	63,04		65,19	12HA25+2HA20
Y-Y	Travée	1755,03	70,43	14,88	71,48	12HA25+4HA20
	Appui	1729,91	69,33		71,48	12HA25+4HA20

Vérification nécessaires

- Vérification de l'effort tranchant a L'ELU

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = 0,15 \times f_{c28} / \gamma_b = 2,5$ MPa..... condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{1392,47 \times 10^{-3}}{1,6 \times 0,77} = 1,13 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ condition vérifiée} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{2078,79 \times 10^{-3}}{1,6 \times 0,77} = 1,6 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

- Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$\sigma_b = \frac{M}{I} \times Y \leq \sigma_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15$ MPa.

$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 201,63$ MPa

$\sigma_{st} = 15 M_{ser} / (d - y)$

Tableau 6.11. vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M _s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Observation	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}
X-X	travée	722,64	0,2571	0,0362	5,13 < 15	vérifier	153,67 < 201,63
	Appui	-709,71	0,2495	0,0342	5,18 < 15	vérifier	161,94 < 201,63
Y-Y	travée	786,33	0,2642	0,0381	5,45 < 15	vérifier	156,61 < 201,63
	Appui	-775,08	0,2644	0,0383	5,38 < 15	vérifier	154,37 < 201,63

- Armatures transversales

$\phi_t \leq \min(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25; 22,86; 30) = 22,86 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et

$A_{tran} = 6 \text{ HA}10 = 4,71$

- $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow 40 \text{ cm}$
- $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 78,5 \text{ cm}$
- $St \leq (0,8 \times A_t \times f_e) / (b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]) = 50,24$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de peau :**

Comme la poutre a une hauteur de 80 cm, le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section

$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de hauteur, donc : $A_p = 3 \times 0,80 = 2,40 \text{ cm}^2$. \Rightarrow Soit $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$ par face.

- **Schémas de ferrailage des nervures**

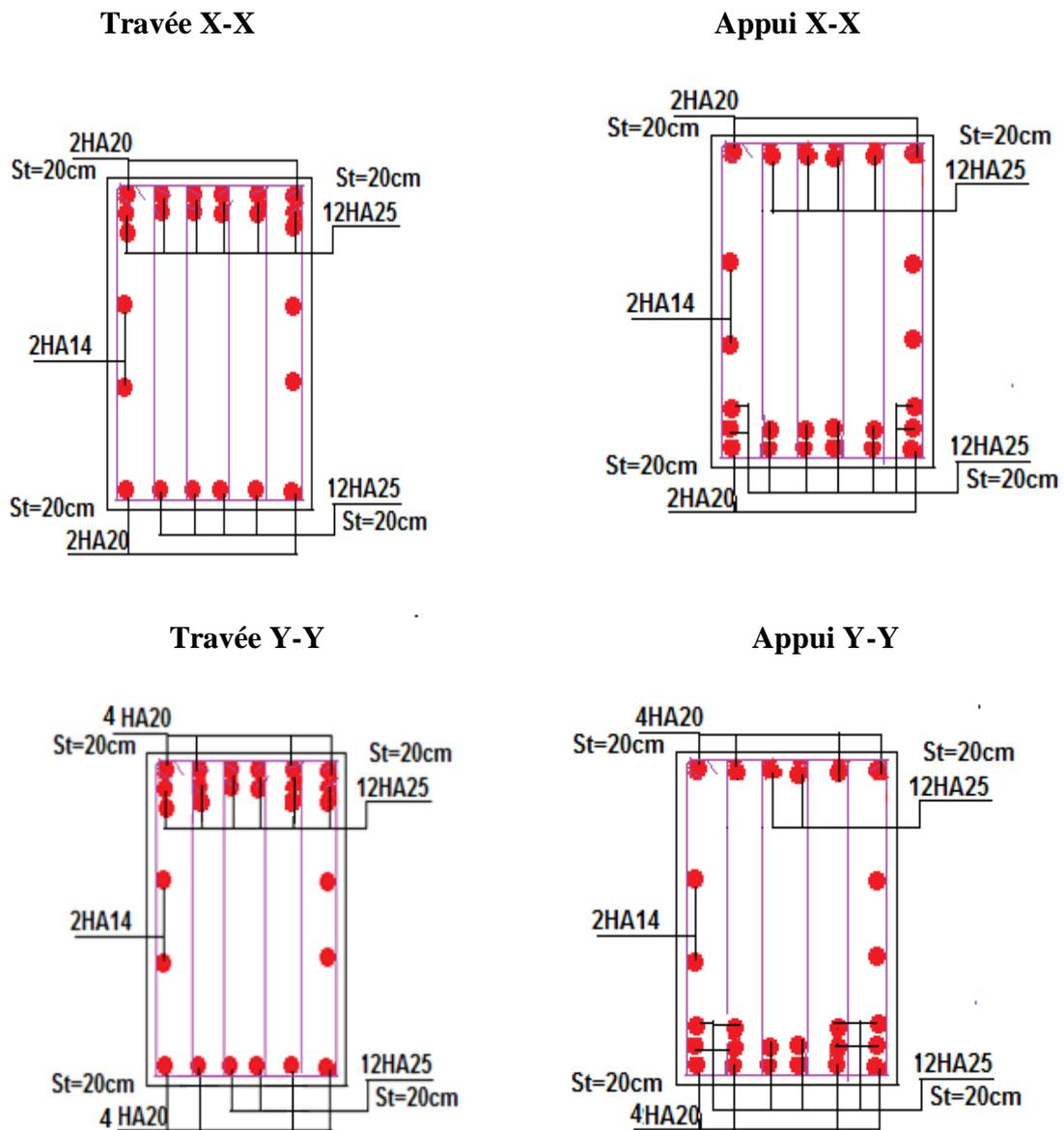


Figure 6.7. Schémas de ferrailage des nervures

6.4. Études du voile périphérique

D'après le **RPA99/2003(art 10.1.2)**, Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

➤ **Données relatives au calcul du voile périphérique :**

Dimension de voile :

- Hauteur $h=3,06\text{m}$
- Longueur $L=5,20\text{m}$
- Épaisseur $e=20\text{ cm}$

➤ **Caractéristiques du sol :**

Dans notre cas on a utilisé la **TVO** comme remblais derrière le mur de caractéristiques suivantes :

- poids spécifique : $\gamma= 19\text{ Kn/m}^2$
- angle de frottement : $\varphi = 32^\circ$
- La cohésion : $C = 0 \Rightarrow$ sol cohérent

Contrainte admissible de sol : $q_{adm}= 151\text{ KN/m}^2$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3,06 \times 19 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 17,89\text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

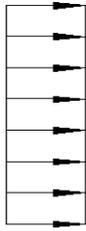
$$q = 10\text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 3,07\text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage**

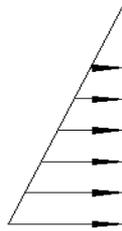
Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$\sigma(Q)$

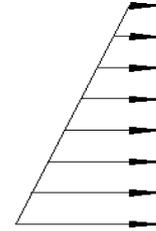


+

$\sigma(G)$



=



$\sigma_{\min} = 1,5Q = 4,61 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 28,72 \text{ KN/m}^2$$

Figure 6.8..Diagramme des contraintes.

A partir de diagramme des contraintes, on a :

$$-\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 28,72 + 4,61}{4} = 22,69 \text{ KN/m}$$

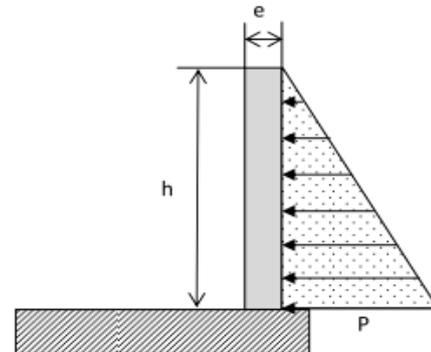


Figure 6.9.poussées des terres sur les voiles périphériques

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06\text{m} \quad ; \quad L_y = 5,20\text{m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,58 > 0,4 \rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0851 \\ \mu_y = 0,2703 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0851 \times 22,69 \times 3,06^2 = 18,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2703 \times M_{0x} = 4,89 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 15,37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 3,67 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -9,04 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 2 \text{cm}^2 \text{RPA99/2003 ART 10.1.2}$

➤ **Ferraillage**

Tableau 6.12. Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN. m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
Travée	X-X	15,37	0,037	0,047	0,167	2,64	2	5HA10=3,93
	Y-Y	3,67	0,089	0,116	0,162	0,65	2	5HA8=2,51
Appui		9,04	0,022	0,028	0,169	1,54	2	5HA8=2,51

✓ **Espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérifications à l'ELU :**

$$3,6^4 + 5,2^4 \rho = 0,58 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$; $b = 100 \text{ cm}$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,58) 100 \times 20 = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,60 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{22,69 \times 3,06}{2} \times \frac{5,2^4}{3,6^4 + 5,2^4} = 30,99 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{22,69 \times 5,2}{2} \times \frac{3,6^4}{3,6^4 + 5,2^4} = 6,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,182 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\rho = 0,58 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0897 \\ \mu_x = 0,4456 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 17,86 + 3,07 = 20,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 20,93 + 3,07}{4} = 16,46 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 16,03 \text{ KN/ ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 13,46 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 5,99 \text{KN.m}$$

- **Les moments en travée :**

$$M_{\text{tx}} = 0,85 M_{0x} = 11,44 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 4,49 \text{KN.m}$$

- **Les moments en appuis :**

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = -0,5 M_{0x} = -6,73 \text{KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{\text{st}} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \dots \text{Fissuration tres nuisible}$$

Tableau 6.13. Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M ^{ser} KN. m	Y (cm)	I(m ⁴) × 10 ⁻⁵	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA)	Observatio n	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPA)
Travée	x-x	11,44	0,0349	9,685	2,04 ≤ 15	Vérifiée	190,56 ≤ 201.63
	y-y	4,49	0,0322	8,262	2,69 ≤ 15	Vérifiée	130,99 ≤ 201.63
Appui		6,73	0,0322	8,262	1,20 ≤ 15	Vérifiée	172,92 ≤ 201.63

Remarque : les contraintes sont vérifiées.

➤ Schéma de ferrailage

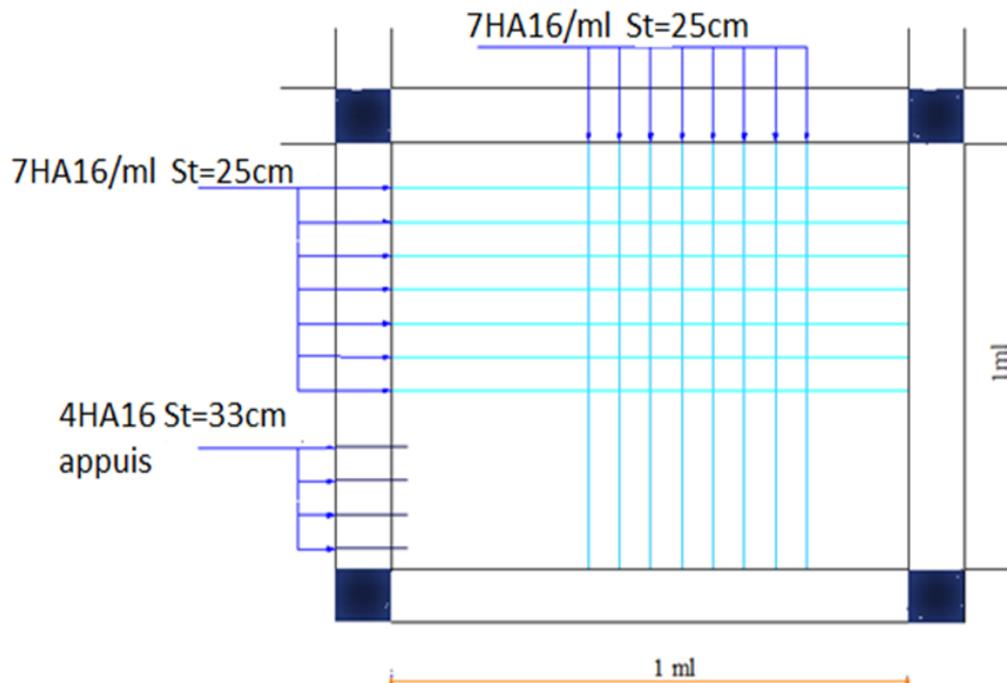


Figure 6.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique

6.5. 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 a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

L'étude de ce projet (R+6+2 entre sol) à usage multiple, nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA99/2003 et le BAEL91/99 ainsi que les DTR.

Le projet nous a aussi permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est principalement dû à l'irrégularité en plan et en élévation de la structure. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles, ainsi qu'un bon comportement de la structure afin d'éviter les effets de torsion. La vérification de la condition d'interaction entre les voiles et les portiques exigée par le Règlement Parasismique Algérien pour le contreventement mixte a conduit à l'augmentation de la section des poteaux, donc le ferrailage avec le minimum réglementaire donné par le Règlement Parasismique Algérien.

Quant aux fondations, nous avons opté pour un radier général sans débord afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol (la contrainte admissible du sol est de 1,51 bars) et d'éviter dans ce dernier les tassements différentiels éventuels.

L'importance de l'ouvrage (et donc de la réaction du sol) a conduit à un ferrailage important dans les nervures, des barres de 25mm et de 20mm ont été utilisés. Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans les soucis de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

- [1] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 /
Version 2003.
- [2] DTU BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des
ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des
états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [3] Code de béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [4] DTR.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation,
Edition CGS. Octobre, 1988.
- [5] DTR.B.C.2.33.1 « Règle de calcul des fondations superficielles ».
- [6] Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil
- [7] Anciens mémoires de fin d'études.

Annexe

Annexe 3

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

Annexe 3

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847

ANNEXE 4

➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, la méthode forfaitaire, Méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM

A) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

• Application de la méthode :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont détaillées dans le (BAEL. Art.6.2.210)

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$
2. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
3. La fissuration est peut nuisible (F.P.N)
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ Moments aux appuis

- $-0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $-0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $-0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 : le moment maximal isostatique dans une travée considérée

Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$

Tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^2)$

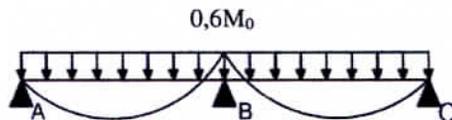


Figure III.1.1 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a deux travées

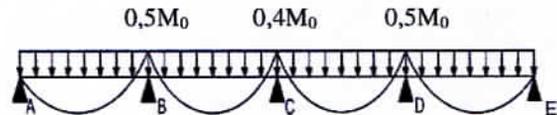


Figure III.1.2 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de deux travées

❖ Moments en travée

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

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0) \dots\dots\dots A$$

ANNEXE 4

$M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0/2 \Rightarrow$ dans une travée intermédiaire.....B

$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0/2 \Rightarrow$ dans une travée de rive.....B

M_t : le moment hyperstatique (cherché) max dans la travée considérée.

M_g : Le moment max sur l'appui de gauche (par rapport à la travée calculée).

M_d : le moment sur l'appui droit (par rapport à la travée calculée).

Et $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées

❖ Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis

$V_0 = q * \frac{l}{2}$ Sur tous les appuis sauf ceux de voisins de rive

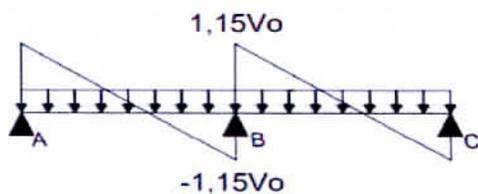


Figure III.1.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées

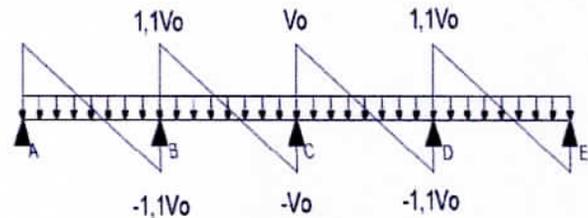


Figure III.1.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

B) Méthode de Caquot minoré

(Annexe E.2 du BAEL 91)

➤ Application de la méthode

Si la 1^{ère} condition d'application de la méthode forfaitaire est vérifiée, mais la 2^{ème} ou la 3^{ème} ou la 4^{ème} n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot minorée en remplaçant G de plancher par $G' = 2/3 G$ pour le calcul des moments aux appuis, et on prend la totalité de G pour le calcul des moments en travée.

❖ Moment aux appuis

$$M_A = - \frac{(P_g \cdot l'_g{}^3) + (P_d \cdot l'_d{}^3)}{8.5(l'_g + l'_d)} \quad (\text{BAEL91 E.2.2, 1})$$

Tel que :

✓ l'_g et l'_d : longueurs fictives.

✓ P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

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

❖ Moments en travées

ANNEXE 4

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; M_0(x) = \frac{P \times x}{2} \times (1 - x); \text{ avec } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P \times l_i}$$

❖ Efforts tranchants

L'effort tranchant est déterminé en utilisant la méthode de RDM, avec $V = \pm V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$

$$\text{Avec } V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

C) Méthode RDM

On applique la méthode RDM pour les poutrelles à une seule travée (isostatique)

❖ Moments en travées

$$M_t = \frac{P \times L^2}{8}$$

❖ Efforts tranchants

$$V_U = \frac{P \times L}{2}$$

21

Rapport de sol

- l'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé de 15 cm sous l'effet de N0 coups de mouton ;

- l'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de N1 puis N2 coups de mouton.

Le nombre $N = N1 + N2$ est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard). Les résultats sont présentés sous forme de tableau, comme indiqué par la norme NF P 94-116.

L'essai réalisé nous a donné ce qui suit :

Nombre des coups

N° d'Essai	profondeur	Amorçage	Essai		N	Description du sol
	m		N0	N1		
SP1	1	2	4	6	10	sol peu compacte sol peu compact sol moyennement compact sol compact
	2	7	12	14	22	
	3	12	13	15	28	
	4	8	18	16	38	

Catégorie	Description	q_c (MPa)	N	PI(MPA)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
		(c)	(d)	(e)	(e)	(f)	(g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>50	>0.4	≥400-<800
S ₃	Meuble	1.5~15	10~50	1~2	5~20	0.1~0.4	≥200-<400
S ₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥100
							<200

Tableau : Classification des sites

Selon le tableau de classification ; notre sol est classé en S3 (sol meuble).
(10 < N < 38)

2.2 Valeur de la contrainte admissible au PDL :

- A partir des résultats obtenus au moyen des essais Pénétrométriques

Le calcul de la contrainte admissible sera basé sur l'expression empirique suivante :

$$Q_{adm} = \frac{R_{p_{min}}}{N}$$

Avec : R_p : Résistance à la pénétration dynamique minimale au niveau d'ancrage des fondations * N est pris égal à 20 pour sol pulvérulents ;

Profondeur en (m)	Contrainte admissible en fonction de la profondeur du côté aval						
	1,0	1,40	1,80	2,00	2,40	3,00	4,00
RP min (bar)	18.16	30.01	30.20	40.15	40.15	41.52	46.16
Qa.min (bar)	0.91	1.50	1.51	2.01	2.01	2.07	2.31

La valeur la plus faible est de 33, 20 bars enregistrée à la profondeur 1,8 mètres au niveau de l'essai n°4 par rapport au côté aval (cours d'eau).

$$Q_{adm} = 1.51 \text{ bar}$$

VI. CONCLUSION ET RECOMMANDATION :

D'après les essais géotechniques réalisés nous pouvons conclure que le terrain en question est caractérisé par des Sables Limoneux avec présence de petits galets arrondis en surface ainsi que des argiles limoneuses en profondeur ; pour cela nous vous recommandons ce qui suit :

- Les essais pénétrométriques effectués sur le site ont montré que la résistance à la pénétration dynamique est moyenne à forte. Elle augmente avec la profondeur pour atteindre les refus à des profondeurs comprises entre 4 et 6 mètres. Ces refus sont dus à la présence cailloux et des galets
- Les résultats de laboratoire montrent que :
 - le sol est moyennement plastique, sa granulométrie étalée présentée dans l'ensemble par la fraction grossière, Et une agressivité nulle vis-à-vis du béton de fondation d'où l'utilisation d'un ciment spécial n'est pas recommandée.

- Le sol analysé est moyennement à assez fortement compressible, et non gonflant
 - Les caractéristiques de cisaillement du sol sont bonnes
 - Le mode de fondation qui peut être dégagé compte tenu du type d'ouvrage projeté et de la nature du sol rencontrés et leurs caractéristiques géotechnique, est à notre avis des fondations superficielles de type filante ou un radier général ancrées à partir de 4 m de profondeur par rapport au côté aval du terrain et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1.51 \text{ Bars}$.
 - Les fondations de même bloc devront être ancrées dans la même formation, soit dans la couche d'argile limoneuse. Au cas où' cette condition ne sera pas possible, il faut prévoir un joint de rupture, et ce, pour éviter le tassement différentiel.
- Le site est situé sur un terrain légèrement incliné, d'où il y a lieu d'assurer un bon drainage.
- Eviter les travaux de terrassement en période de pluies.
 - Un pompage d'eau doit être permanent lors des travaux d'infrastructure.
 - Selon les recommandations du CGS. La région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité IIa . Il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

En outre tout changement du terrain ou l'ampleur, du projet par rapport aux données de l'étude, ou même un décalage important dans la date de réalisation des travaux, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du rapport et doivent, par conséquent, être signalés à notre laboratoire.

- Nous restons à vôtres disposition pour éventuelles informations jugé nécessaires.
- Notre laboratoire reste à la disposition de maître de l'ouvrage pour assister à la réception des fouilles.

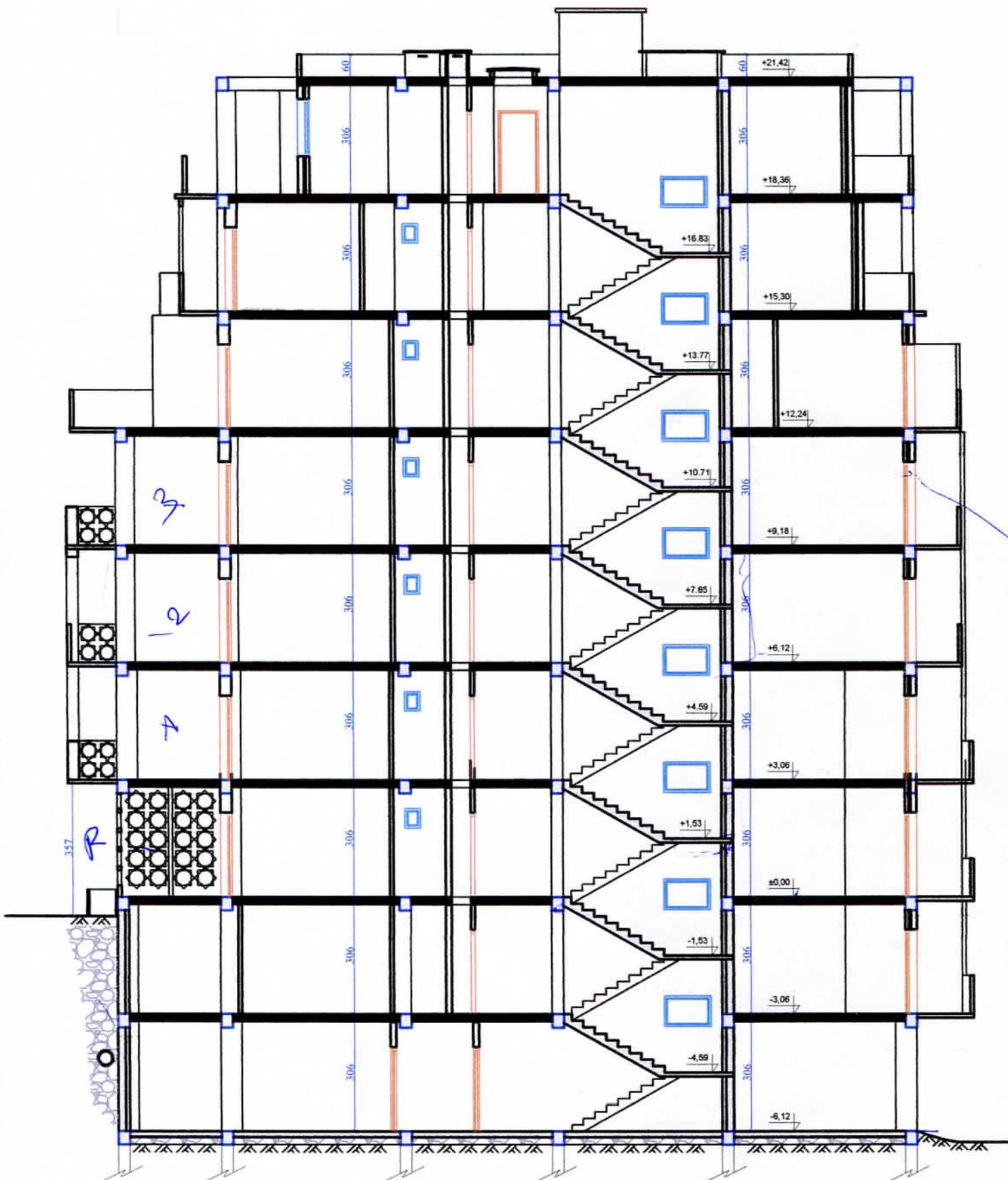
L'ingénieur Chargé d'Etude
A.SAIDI



Le responsable du laboratoire



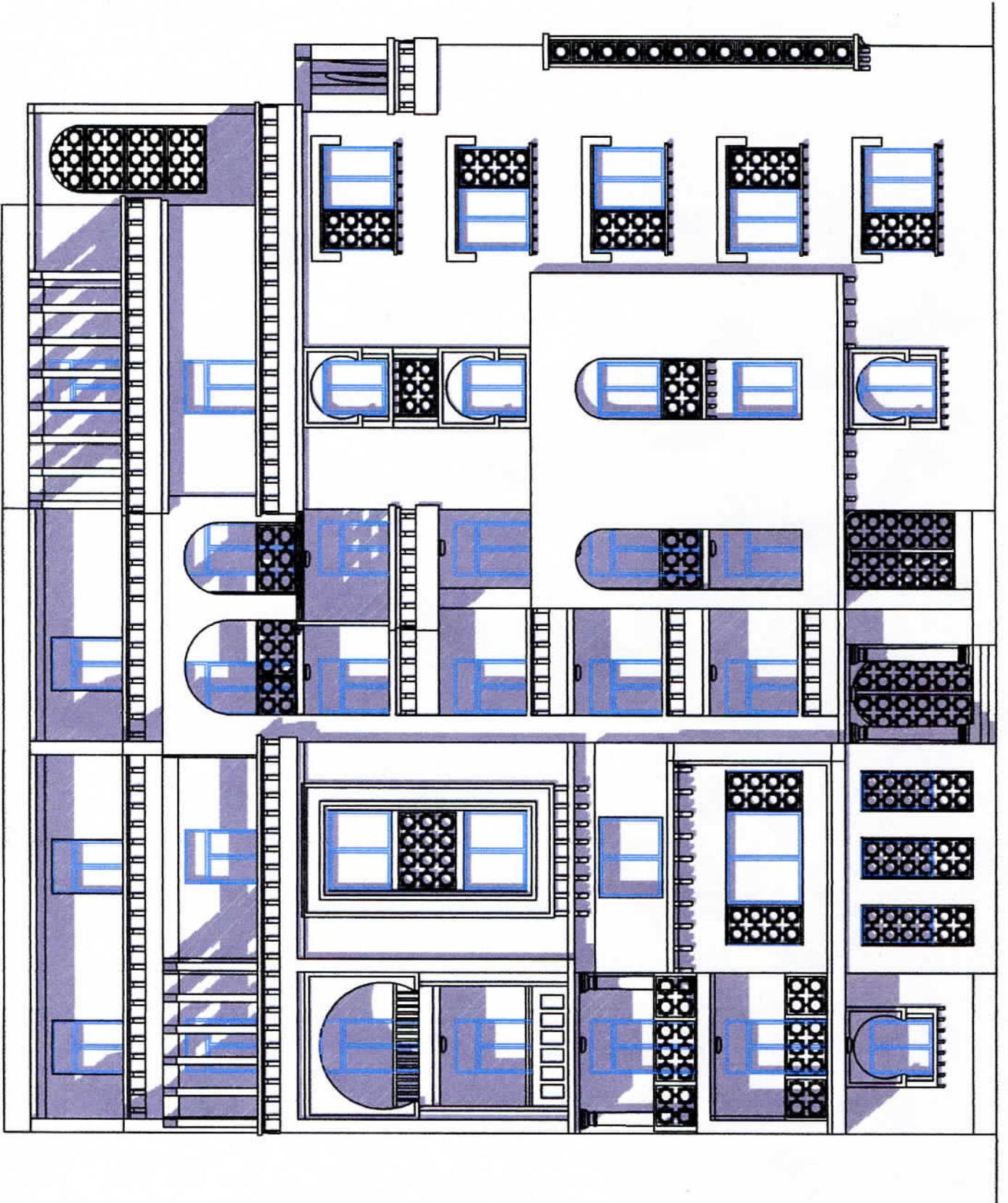
LES PLANS



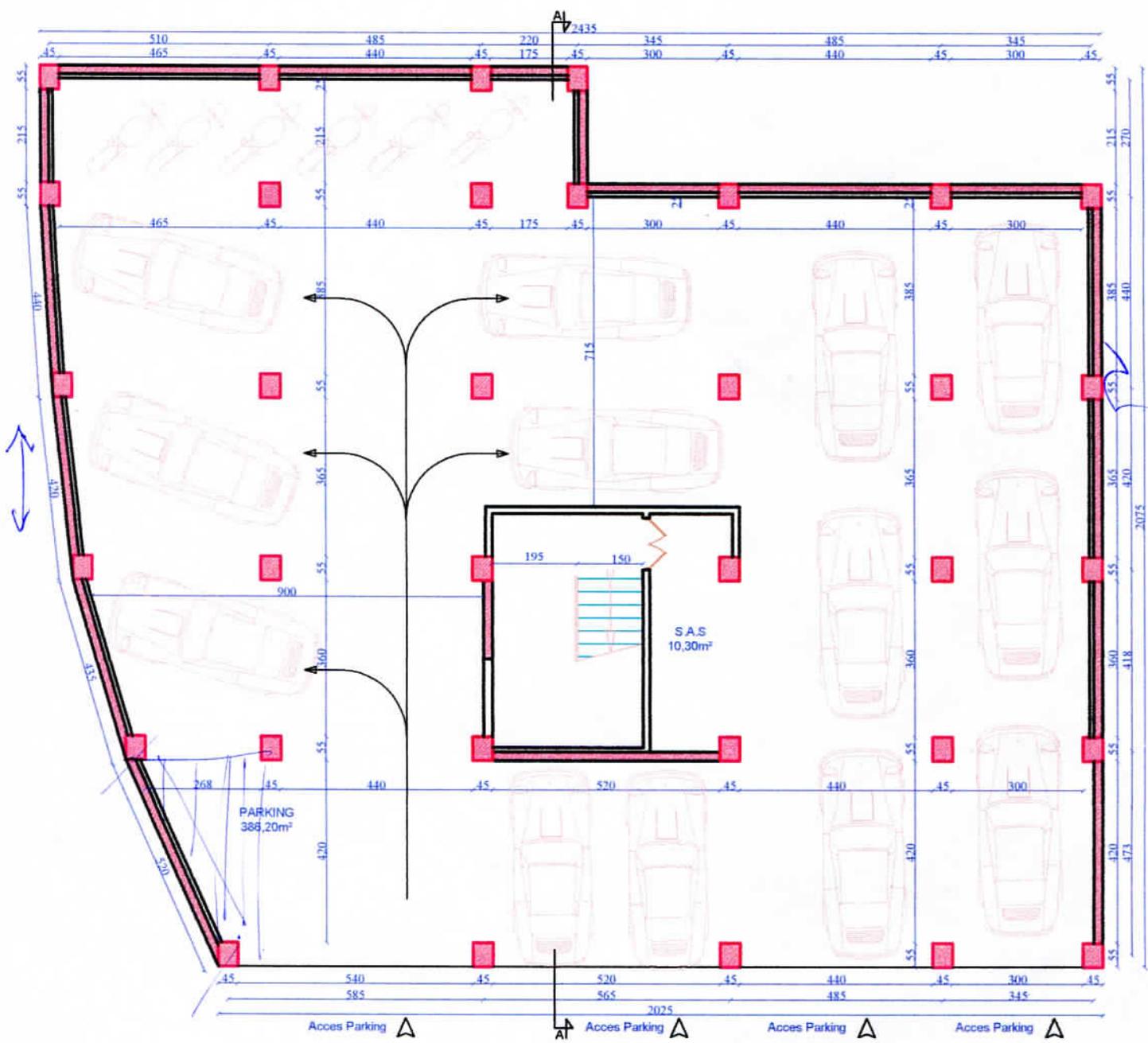
COUPE A-A Ech. 1/100



FAÇADE POSTÉRIEURE Ech: 1/100



FAÇADE PRINCIPALE Ech: 1/100



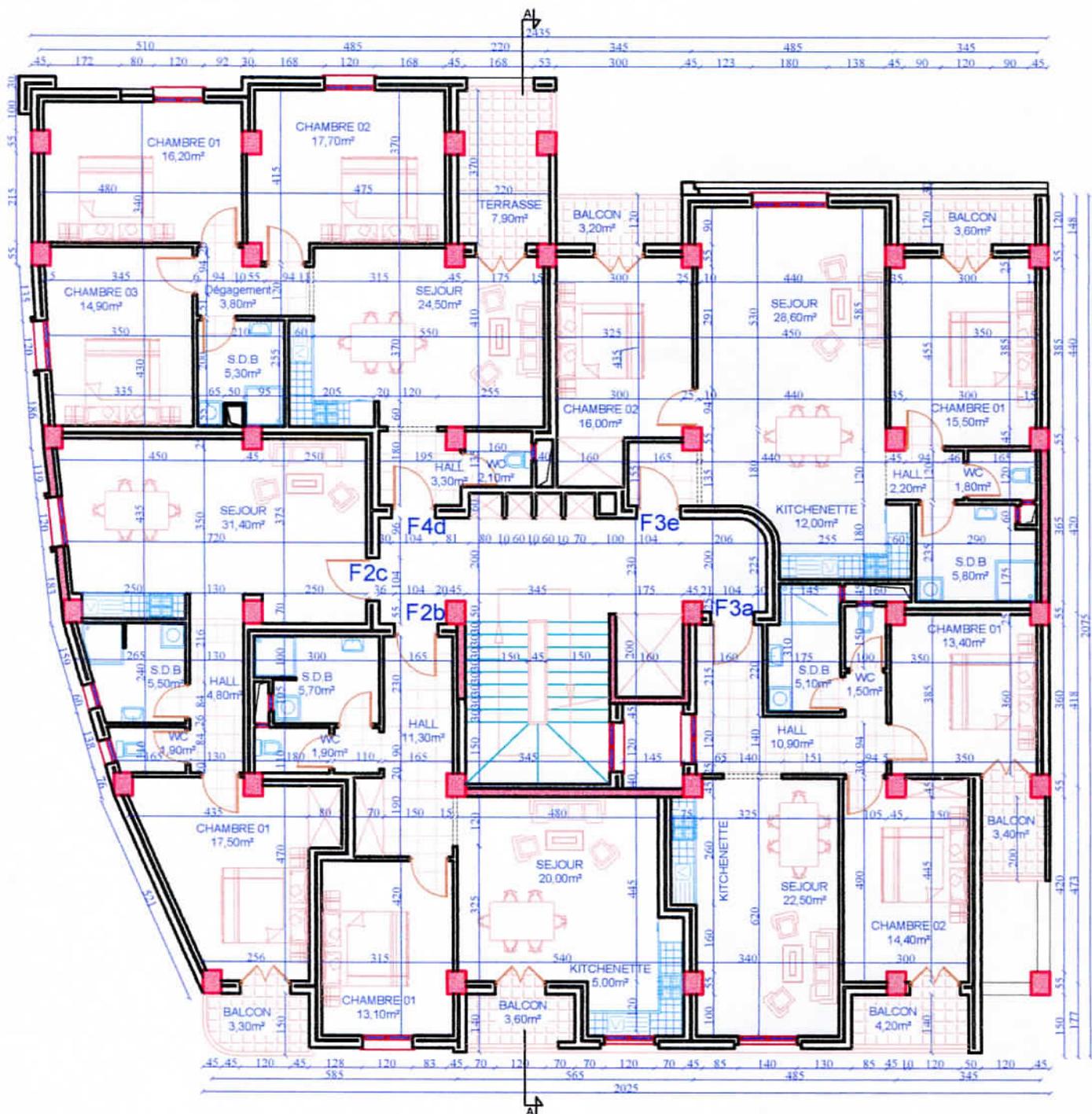
PLAN DU L'ENTRE SOL 02 Ech: 1/100

PLAN DU CENTRE SOL 01 Ech: 1/100





PLAN DU RDC Ech: 1/100



PLAN DU 1ER Ech: 1/100



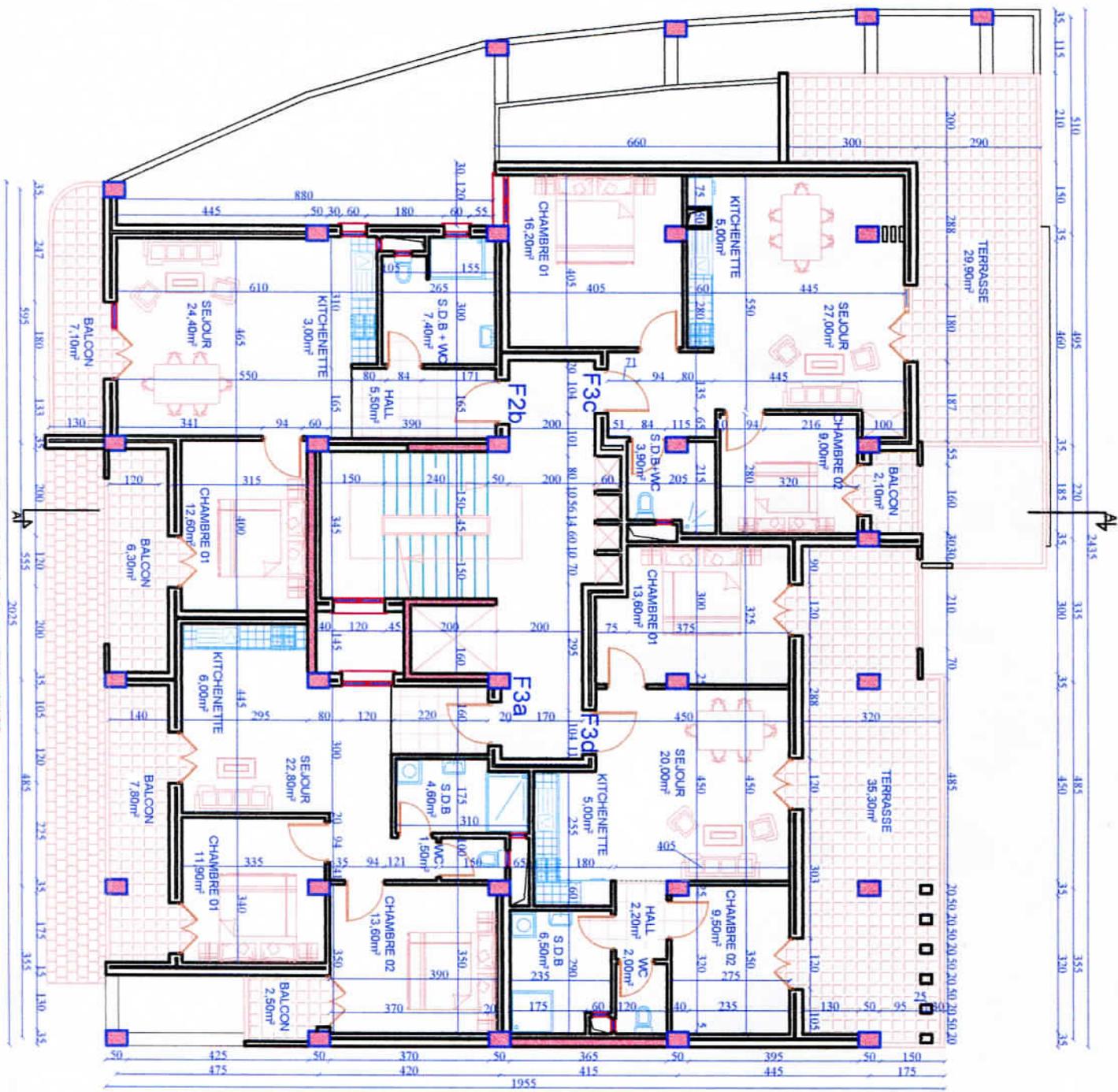
PLAN DU 2eme ETAGE Ech: 1/100



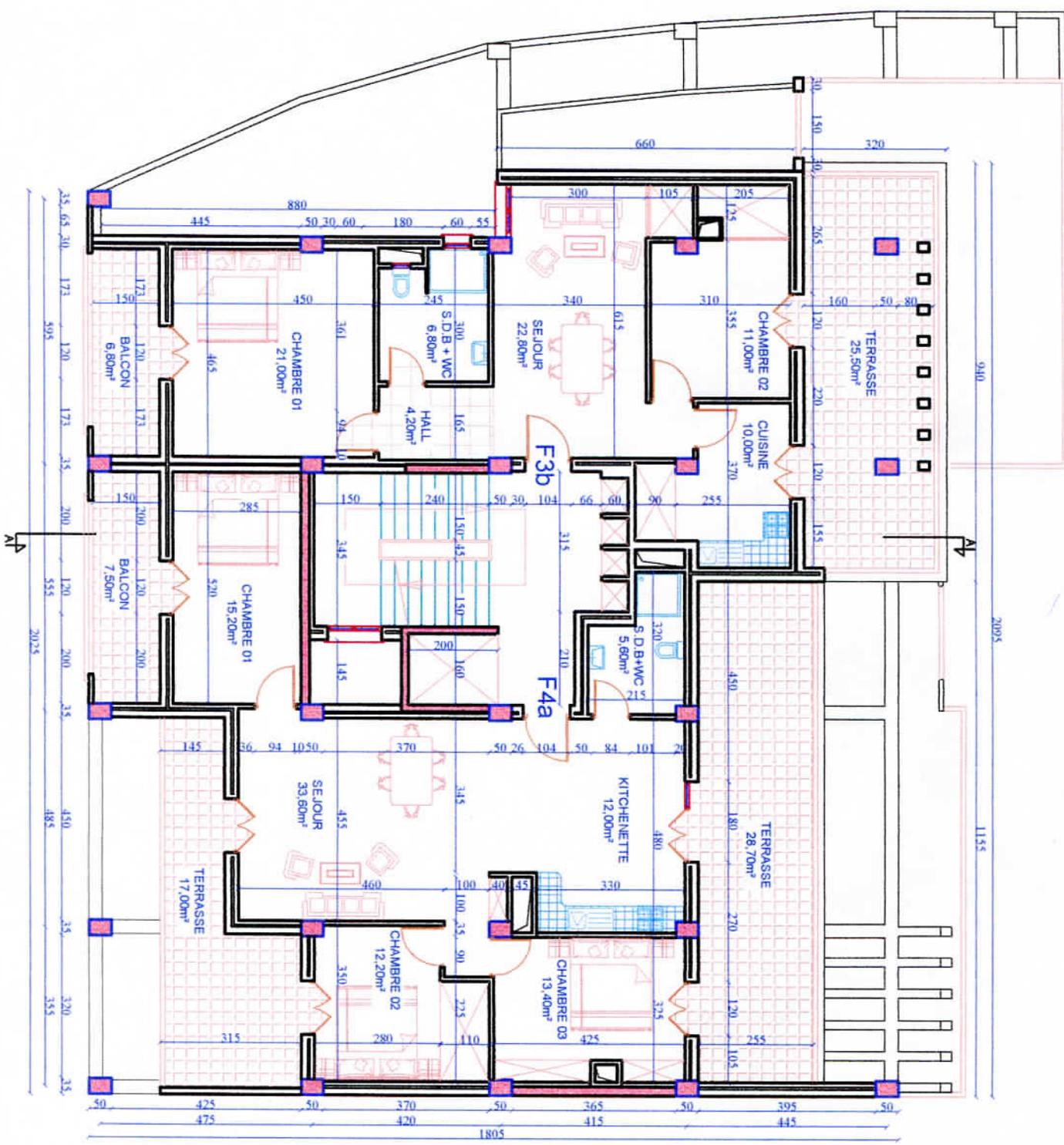
PLAN DU 3eme Ech: 1/100

PLAN DU 4eme Ech: 1/100





PLAN DU Seme Ech: 1/100



PLAN DU Geme Ech: 1/100

