



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira - Bejaia

Faculté Technologie

Département de Génie Civil

Master Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment « R+8+sous-sol »
contreventé par un système mixte
(Voile-portique)**

Encadré par :
M^r : SERIKMA Mourad

Présenté par :
M^r : HADDAD Juba
M^{lle} : AIT HAMMOUDA Souhila

2020/2021

Remerciements

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

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

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A Mr SERIKMA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

En premier lieu ceux que personne ne peut compenser les sacrifices qu'ils ont consentis pour notre éducation et notre bien-être à nos parents qui se sont sacrifiés pour nous prendre en charge tout au long de notre formation et qui sont l'origine de notre réussite que dieu les préserve et les protège.

A notre famille et nos chers amis qui nous ont accordé leur soutien dans les instants les plus difficiles

Merci à tous .

H.Juba.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre exigence.

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime :

Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me soutenir, me conseiller, sacrifier pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation

Je le dédie aussi à :

Mes frères et sœurs (Ghani , Tahar , Raouf , Dida , Souad , Hamida, Wissam) qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours , et celui qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et binôm JUBA et à tous mes ami(e)s en particulier (Hassiba , Katia , Nawel , Melissa) .

A tous ceux que j'ai oubliés qui mon apporté d'aide et soutien durant ces année de formation.

Merci à tous.

A. H. Souhila

Table des matières :

Chapitre I : Généralités	
I.1 Introduction	01
I.2 Présentation de l'ouvrage	01
I.3 Caractéristique de la structure.....	02
I.3.1 Caractéristiques géométriques.....	02
I.3.2 Description structurelle	02
I.4 Règlements et normes utilisés	03
I.5 Les matériaux	03
I.5.1 Le béton	03
I.5.2 Les aciers	03
I.5.3 Sol	03
I.5.3.1 Données de site	03
I.6 Conclusion	03
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1 Introduction	04
II.2 Pré dimensionnement du plancher	04
II.2.1 Plancher corps creux	04
II.2.1.1 Disposition des poutrelles	05
II.2.2 Les dalles pleines	05
II.3 Pré dimensionnement des poutres	07
II.3.1 poutres principales	07
II.3.2 poutres secondaires	08
II.4 Les voiles.....	08
II.5 Evaluation des charges et des surcharges	09
II.5.1 Les planchers	09
II.5.1.1 Plancher terrasse inaccessible à corps creux	09
II.5.1.2 Plancher terrasse inaccessible à dalle pleine	09
II.5.1.3 Plancher étages courant à corps creux	10
II.5.1.4 Plancher étages courant à dalle pleine.....	10
II.5.2 les balcons	10
II.5.3 Les escaliers	11
II.5.3.1 Les paliers	11
II.5.3.2 La volée	11
II.5.4 Ascenseur :.....	11

II.6 Pré-dimensionnement des poteaux	12
II.6.1 Définition	12
II.6.2 Descente de charge.....	13
II.6.3 Evaluations des charges	13
II.6.3.1 Charges permanentes	13
II.6.3.2 Charges d'exploitations	13
II.6.3.3 La surface afférente pour les charges permanentes	14
II.6.3.4 La surface afférente pour les charges d'exploitation.....	14
II.6.4 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité	15
II.7 : Les vérifications	17
II.7.1 : Vérifications à la compression simple du poteau le plus sollicité P1..	17
II.7.2 : Vérification au flambement	17
II.7.3 : Vérification de poteau de sous-sol	17
II.7.4 : Vérification de l'effort normal réduit	18
II.8 : Conclusion.....	18
Chapitre III : Etudes des éléments secondaires	
III.1 Introduction	20
III.2 Etude des poutrelles	20
III.2.1 : Méthodes de calcul	20
III.2.2 : Les différents types de poutrelles	23
III.2.2.1 : Calcul des moments et des efforts tranchants	23
III.2.2.1.1 Calcul des sollicitations	23
III.2.2.1.2 : Exemple de calcul	24
III.2.3 : Ferrailage des poutrelles.....	25
III.2.4 : Ferrailage de la dalle de compression.....	33
III.3 : Etude des dalles pleines.....	34
III.3.1 : Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur « D1 ».....	34
III.3.1.1 : Calcul des sollicitations	34
III.3.1.2 Ferrailage.....	34
III.3.1.3 Vérifications.....	35
III.3.1.4 Schéma de ferrailage	37
III.3.2 : Dalle sur 4 appuis terrasse inaccessible	37
III.3.2.1 Calcul des sollicitations	37
III.3.2.2 Ferrailage.....	37
III.3.2.3 Vérifications.....	38
III.3.2.4 Schéma de ferrailage	39
III.3.3 : Dalle sur 3 appuis (Balcon)	39
III.3.3.1 Calcul des sollicitations	39

III.3.3.2 Ferrailage.....	39
III.3.3.3 Vérifications.....	39
III.3.3.4 Schéma de ferrailage	41
III.3.4 : Dalle sur 2 appuis	41
III.3.4.1 Calcul des sollicitations	41
III.3.4.2 Ferrailage.....	41
III.3.4.3 Vérifications.....	41
III.3.4.4 Schéma de ferrailage	42
III.3.5 Dalle sur 4 appuis partie commerciale	43
III.3.5.1 Calcul des sollicitations	43
III.3.5.2 Ferrailage.....	43
III.3.5.3 Vérifications.....	43
III.3.5.4 Schéma de ferrailage	45
III.4 : Acrotère	45
III.4.1 : Evaluation des charges et surcharges	45
III.4.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	47
III.5 : L'ascenseur	49
III.5.1 Définition.....	49
III.5.2 Etude de la dalle pleine de la locale machinerie.....	49
III.5.3 : Evaluation des charges et surcharges	50
III.5.4 : Ferrailage de la dalle.....	51
III.5.5 : Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	52
III.5.3.1 : Ferrailage	53
III.6 Les escalier	54
III.6.1 Dimensionnement des escaliers	54
III.6.2 Les sollicitations.....	56
III.6.3 Ferrailage	57
III.6.4 Vérifications	57
III.6.5 Schéma de ferrailage	59
III.7. Etude de la poutre palière	59
III.7.1 : Dimensionnement	59
III.7.2 Les sollicitations	59
III.7.3 Ferrailage	61
III.7.4 Vérifications	61
III.7.5 Schéma de ferrailage de la poutre palière	63
III.8 Etude de la poutre de chainage	63
III.8.1 Dimensionnement	63
III.8.2 Les sollicitations.....	63

III.8.3 Ferrailage	64
III.8.4 Vérifications	64
III.8.5 Schéma de ferrailage	65
III.9 Conclusion.....	66
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1 Introduction	67
IV.2 Méthodes de calcul	67
IV.2.1 Méthode statique équivalente	67
IV.2.1.1 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale	67
IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale	70
IV.2.2.1 Spectre de réponse de calcul	70
IV.2.2.2 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	71
IV.3 Modalisation et résultats	71
IV.3.1 Disposition des voiles de contreventement.....	71
IV.3.2 Résultats obtenus	73
IV.3.2.1 Périodes de vibration et participation massique	73
IV.3.2.2 Justification de l'interaction "Voiles-portiques".....	74
IV.3.2.3 Vérification de l'effort normal réduit.....	75
IV.3.2.4 Vérification de la résultante des forces sismiques	75
IV.3.2.5 Justification vis à vis des déformations	76
IV.4 Conclusion	78

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

V.1 Etude des poutres	79
V.1.1 Introduction	79
V.1.2 Recommandations du RPA99.....	79
V.1.2.1 Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1).....	79
V.1.2.2 Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2).....	80
V.1.3 Calcul du ferrailage.....	80
V.1.3.1 Ferrailage longitudinale.....	80
V.1.4 Vérification des armatures selon le RPA 99.....	81
V.1.4.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales	81
V.1.4.2 Les armatures transversales.....	81
V.1.4.3 Vérification à l'ELS.....	83
V.1.5.Schéma de ferrailage des Poutres.....	84
V.2.Etude des poteaux.....	84
V.2.1.Introduction.....	84
V.2.2.Recommandations du RPA99 (version 2003)	85
V.2.2.1.Armatures longitudinales.....	85
V.2.2.2 Armatures transversale.....	85
V.2.3.Calcul du ferrailage.....	86
V.2.4.Vérifications.....	89
V.2.4.1.Vérification des contraintes.....	89
V.2.4.2.Vérification aux sollicitations tangentes.....	90
V.2.4.3.Vérification au flambement.....	90
V.2.4.4.Vérification des zones nodales.....	92
V.2.4.5.Détermination du moment résistant dans les poteaux	92
V.2.4.6.Détermination des moments résistants dans les poutres.....	93
V.2.5.Schéma de ferrailage des Poteaux.....	93
V.3.Étude des voiles	95
V.3.1.Introduction	95
V.3.2 Recommandations du RPA99	96
V.3.2.1 Aciers verticaux : [7.7.4.1]	96
V.3.2.2.Aciers horizontaux : [7.7.4.2]	97
V.3.3.Sollicitations de calcul	97
V.3.3.1 Calcul du ferrailage	97
V.3.4 Vérifications.....	100
V.3.5.Schéma de ferrailage	106
V.4. CONCLUSION.....	107

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	108
VI.2. Les différents types de fondations.....	108
VI.3.Choix du type des fondations.....	108
VI.4.Etude des fondations	108
VI.4.1.Combinaisons de calcul	108
VI.4.2.Vérification de la semelle isolée	108
VI.4.3.Vérification de la semelle filante.....	109
VI.4.4.Etude du radier	111
VI.4.4.1.Pré dimensionnement	111
VI.4.4.1.1. Condition de coffrage	111
VI.4.4.1.2. Condition de rigidité :	111
VI.4.4.2. Calcul de la surface du radier :	112
VI.4.4.3. Vérifications diverses :	112
VI.4.4.3.1. Vérification des contraintes dans le sol :	112
VI.4.4.3.2. Vérification au cisaillement :	113
VI.4.4.3.3. Vérification au poinçonnement :	113
VI.4.4.3.4. Vérification de la poussée hydrostatique	114
VI.4.4.3.5. Vérification de la stabilité au renversement	114
VI.4.4.4 Ferrailage du radier général	114
VI.4.4.4.1.Calcul des sollicitations	115
VI.4.4.5.Vérification à l'ELS	116
VI.4.4.5.1.Vérification des contraintes	116
VI.4.4.5.2.Schéma de Ferrailage du radier	117
VI.4.4.6.Etude des nervures	117
VI.4.4.6.1.Méthode de calcul	117
VI.4.4.6.2.Calcul des sollicitations	118
VI.4.4.6.3.Ferrailage	120
VI.4.4.6.4.Vérifications nécessaires	121
VI.4.4.7 Schémas de ferrailage des nervures	122

VI.4.5. Etude de voile périphérique	123
VI.4.5.1. Introduction.....	123
VI.4.5.2. Dimensionnement des voiles	123
VI.4.5.2.1. Caractéristiques du sol	123
VI.4.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges	123
VI.4.5.3. Ferrailage du voile périphérique	124
VI.4.5.3.1.1. Méthodologie de calcul.....	124
VI.4.5.3.1.2. Calcul des moments isostatiques	124
VI.4.5.3.1.3. Les moments corrigés.....	124
VI.4.5.3.1.4. Espacements	125
VI.4.5.3.1.5. Vérifications	125
VI.4.5.3.1.6. Calcul des efforts tranchants	125
VI.4.5.3.1.7. Vérification de l'effort tranchant	125
VI.4.5.3.1.8. Calcul des moments	125
VI.4.5.4. Ferrailage du voile périphérique	126
VI.5. Conclusion	127

Sommaire

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux.	09
Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine.	09
Tableau II.3 : Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.	10
Tableau II.4 : Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.	10
Tableau II.5 : Évaluation des charges sur les balcons.	10
Tableau II.6 Évaluation des charges sur les paliers.	11
Tableau II.7 Évaluation des charges sur la volée	11
Tableau II.8 : Evaluation des charges de l'ascenseur.	12
Tableau II.9 : Descente de charge sur poteau plus sollicité.	15
Tableau II.10 : Vérification de la contrainte de compression du béton.	17
Tableau II.11 : Vérification au flambement.	18
Tableau II.12 : Vérifications de l'effort normal réduit.	18
Tableau III.1 : Combinaisons d'action	23
Tableau III-1 Les résultats des calculs pour le type 6 a l'ELU et a l'ELS	24
Tableau III-2 Les résultats des calculs pour tous les étages a l'ELU et a l'ELS	25
Tableau III.4 : Ferrailage des poutrelles.	26
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.	29
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.	32
Tableau III.7 : Tableau de la vérification de la flèche après augmentation de la section d'acier.	33
Tableau III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles	33
Tableau III.9 : les sollicitations a l'ELS	36
Tableau III.10 : Evaluation de la flèche dans la dalle	36
Tableau III.11 : Evaluation des charges dans la dalle	37
Tableau III.12 : Les résultats de ferrailage	37
Tableau III.33 : Vérification de l'effort tranchant	38
Tableau III.14 : Vérification des contraintes de béton	38
Tableau III.15 : Vérification des contraintes d'acier	38
Tableau III.16 : Vérification des contraintes	38
Tableau III.17 : Vérification de la flèche	39
Tableau III.18 : Evaluation des charges dans la dalle	39
Tableau III.19 : ferrailage du balcon	39
Tableau III.20 : Vérification de l'effort tranchant	40
Tableau III.21 : Vérification des contraintes de béton	40
Tableau III.22 : Vérification des contraintes d'acier	40
Tableau III.23 : Vérification des contraintes d'acier après le recalcul a l'ELS	40
Tableau III.24 : Vérification de la flèche	40
Tableau III.25 : Evaluation des charges dans la dalle	41

Tableau III.26 : Ferrailage des balcons sur 2 appuis	41
Tableau III.27 : Vérification de l'effort tranchant	41
Tableau III.28 : Les sollicitations à L' ELU, ELS	42
Tableau III.29 : Vérification des contraintes dans le béton.	42
Tableau III.30 : Vérification des contraintes d'acier	42
Tableau III.31 : Evaluation des charges dans la dalle	43
Tableau III.32 : Les résultats de ferrailage	43
Tableau III.33 : Vérification de l'effort tranchant	43
Tableau III.34 : Vérification des contraintes de béton	44
Tableau III.35 : Vérification des contraintes d'acier	44
Tableau III.36 : Vérification des contraintes	44
Tableau III.37 : Vérification de la flèche	44
Tableau III.38 : Charges revenant à l'acrotère	45
Tableau III.39 : Combinaisons d'actions acrotère	46
Tableau III.40 : Calcul des sollicitations	50
Tableau III.41 : Calcul des sollicitations	51
Tableau III.42 : les sollicitations a l'ELS	51
Tableau III.43 : Les moments corrigé à l'ELS	51
Tableau III.44 : Ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	53
Tableau III.45 : Vérification de l'effort tranchant	53
Tableau III.46 : Vérification des contraintes de béton	53
Tableau III.47 : Ferrailage d'escalier	57
Tableau III.48 : Les sollicitations à ELS dans l'escalier (Type1)	58
Tableau III.49 : Vérification des contraintes	58
Tableau III.50 : Evaluation de la flèche dans l'escalier	58
Tableau III.51 : ferrailage longitudinal en travée et en appui	60
Tableau.III.52 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière.	61
Tableau III.53 : Vérification de la flèche pour la poutre palière.	62
Tableau III.54 : Tableau de ferrailage de la poutre de chainage	64
Tableau III.55 : Tableau de vérification des contraintes.	64
Tableau III.56 : Tableau récapitulatif de la vérification de flèche.	65
Tableau IV-1 Valeurs des pénalités Pq	68
Tableau IV-2 Valeurs de T1 et T2	70
Tableau IV-3 Modes et périodes de vibration et le taux de participation massique	73
Tableau IV-4 Vérification sous charges verticales	74
Tableau IV-5 Vérification sous charges horizontales Sens X-X	74
Tableau IV-6 Vérification sous charges horizontales Sens Y-Y	75
Tableau IV-7 Vérification de l'effort normal réduit	75
Tableau IV-8 Vérification de la résultante des forces sismiques	76
Tableau IV-9 Vérification des déplacements relatifs sens x-x	76
Tableau IV-10 Vérification des déplacements relatifs sens y-y	77
Tableau IV-11 Vérification de l'effet P- Δ	77
Tableau V-1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	81
Tableau V-2. Vérification des contraintes tangentielles	82
Tableau V-3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	83
Tableau V-4. Vérification de l'état limite de compression du béton	83
Tableau V-5. Vérification de la flèche pour les poutres	83
Tableau V-6. Ferrailage des Poutres	84

Tableau V-7. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	85
Tableau V-8. Sollicitations dans les poteaux	86
Tableau V-9. Ferrailage des poteaux	88
Tableau V-10. Calcul des armatures transversales	89
Tableau V-11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	89
Tableau V-12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	90
Tableau V-13. Vérification au flambement	92
Tableau V-14. Les moments résistants dans les poteaux	92
Tableau V-15. Les moments résistants dans les poutres	93
Tableau V-16. Vérification zone nodale des poutres	93
Tableau V-17. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1	97
Tableau V-18. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1	100
Tableau V-19. Sollicitations de calcul dans le voile Vx2	101
Tableau V-20. Sollicitations de calcul dans le voile Vx3	101
Tableau V-21. Sollicitations de calcul dans le voile Vy1	102
Tableau V-22. Sollicitations de calcul dans le voile Vy2	103
Tableau V-23. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1*	104
Tableau V-24. Sollicitations de calcul dans le voile Vx2*	105
Tableau V-25. Sollicitations de calcul dans le voile Vy2*	106
Tableau VI- 1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.	110
Tableau VI-2 Section d'armateur du radier.	115
Tableau VI-3 Vérifications des contraintes à l'ELS.	116
Tableau VI-4 Section d'armateur du radier à l'ELS.	116
Tableau VI-5 Sollicitations sur la nervure Sens x-x	120
Tableau VI-6 Sollicitations sur la nervure Sens y-y	120
Tableau VI-7 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x).	120
Tableau VI-8 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens y-y).	120
Tableau VI-9 Vérification de l'effort tranchant.	121
Tableau VI-10 Les contraintes dans l'acier.	121
Tableau VI-11 Le ferrailage des nervures	122
Tableau VI.12. Schémas de ferrailage des nervures de section (70*95)	122
Tableau VI-13 Ferrailage des voiles périphériques.	125
Tableau VI-14 Vérification des contraintes à l'ELS.	126

Liste des figures

Figure I.1 : façade principale de la structure.	1
Figure I.2 : plan de masse de la structure.	2
Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	4
Figure II.2 : la disposition des poutrelles.	5
Figure II.3 : Dalle sur 2 appuis.	6
Figure II.4 : Dalle sur 3 appuis.	6
Figure II.5 : Dalle sur 4 appuis ascenseur	6
Figure II.6 : Dalle sur 4 appuis terrasse inaccessible.	6
Figure II.7 : Coupe vertical d'un voile.	8
Figure II.8 : Schéma statique de l'ascenseur	11
Figure II.9 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.	14
Figure II.10 : Descente de charge sur poteau plus sollicité P1.	15
Figure II.11 : Descente de charge sur poteau plus sollicité P2	16
Figure III.1 Coupe transversale d'une poutrelle.	20
Figure III.2 : les types de poutrelles.	23
Figure III.3 poutrelles terrasse inaccessible.	24
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	33
Figure III.5. Dalle « D1 »	34
Figure III.6: Schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur	37
Figure III.7: dalle sur 4 appuis T inaccessible	37
Figure III.8 Panneau étage courant	39
Figure III.9 balcon sur 3 appuis.	39
Figure III.10 Schémas de ferrailage du balcon sur 3 appuis.	41
Figure III.11 Balcon 2 appuis	41
Figure III.12 Schémas de ferrailage des balcons sur 2 appuis.	42
Figure III.13 : Dalle sur 4 appuis partie commerciale.	43
Figure III.14 : schéma de ferrailage de la dalle partie commerciale	45
Figure III.15 acrotère	45
Figure III.16 Ferrailage de l'acrotère	48
Figure III.17 ascenseur.	49
Figure III.18 Schéma de ferrailage ascenseur	52
Figure III.19 ferrailages de la dalle au-dessous de l'ascenseur	54
Figure III.20 Illustration d'un escalier.	54
Figure III.21 : Vue en plan d'un escalier droit à deux volées.	54
Figure III.22 : Schéma d'escalier droit à deux volées.	55
Figure III.23 surcharge sur l'escalier	56
Figure III.24 Ferrailage d'escalier	59
Figure III.25 : Schéma statique de la poutre palière	59
Figure III.26 : Schémas de ferrailage de la poutre palière	63
Figure III.27 Ferrailage de la poutre de chaînage	65

Figure IV-1 Graphe du spectre de réponse	70
Figure IV-2 Disposition des voiles	71
Figure IV-3 Vue en 3D (ETABS 2016)	72
Figure IV-4 Vue en en plan du déplacement selon Y-Y	72
Figure IV-5 Vue en en plan du déplacement selon X-X	73
Figure IV-6 Vue en en plan du déplacement selon Z-Z	73
Figure VI-1 Semelle isolée.	109
Figure VI-2 Les différentes files des semelles filantes	109
Figure VI-3 Semelle filante.	110
Figure VI-4 Le panneau le plus sollicité	114
Figure VI-5 Schéma de ferrailage du radier.	117
Figure VI-6 Schéma de rupture de dalle de radier.	118
Figure VI-7 Répartition des charges sur la nervure selon le sens X-X	118
Figure VI-8 Schéma statique de la nervure selon X-X	118
Figure VI-9 Répartition des charges sur la nervure selon le sens Y-Y	119
Figure VI-10 Schéma statique de la nervure selon Y-Y	119
Figure VI-11 Schéma des nervures	120
Figure VI-12 Poussé des terres sur le voile périphérique.	123
Figure VI-13 Ferrailage du voile périphérique.	126

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{cr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction générale

Introduction générale

Depuis, l'aube de l'humanité l'homme a toujours cherché à exploiter à son avantage les lois de la nature. Il a tout fait, et très bien réussi, pour avoir chaud quand il fait froid, pour s'éclairer la nuit, pour manger et boire, pour se mettre à l'abri des divers débordements de la nature. Mais l'environnement est resté dangereux pour l'homme. Bien que le progrès technique ait certes amélioré les choses dans beaucoup de domaines, il est loin d'avoir fait disparaître toute menace. On n'est plus dévoré par l'ours des cavernes mais on est très exposé aux éléments naturels.

De tous ces derniers, les destructions produites par les séismes et les pertes de vies humaines qui en résultent ont de tout temps frappé les esprits. La soudaineté, l'imprévisibilité et l'ampleur des catastrophes sismiques ont souvent conduit à des attitudes fatalistes des populations concernées.

Face à tous ces risques, la quête scientifique de l'humanité a alors consisté à accumuler une expérience et à construire des modèles prévisionnels donnant aujourd'hui, non pas à un homme, mais collectivement aux ingénieurs, la possibilité d'assumer devant la société les risques des constructions civiles avec des succès réels.

Mais ce n'est cependant pas le seul critère le niveau de sécurité dépend aussi d'une optimisation économique donc l'ingénieur aborde ses tâches de manière structurée et systématique. Il prend la mesure de situations complexes, puis propose une solution appropriée. En prenant directement la responsabilité de la sécurité de ces ouvrages et on minimisant au maximum les coûts de la construction.

Notre travail consiste on l'étude d'un bâtiment composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et de huit étages. L'objectif de cette étude et de mettre à profit l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ce travail est organisé en six chapitres :

- ✓ Le premier est consacré à définir les caractéristiques géométriques, mécaniques et géotechniques de l'ouvrage ainsi que les hypothèses du calcul.
- ✓ Le deuxième chapitre comporte le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
- ✓ Le troisième chapitre consiste à l'étude des éléments non structuraux.
- ✓ Le quatrième chapitre est réservé à la modélisation et à l'étude dynamique du bâtiment en utilisant le logiciel **ETABS Version 16**.
- ✓ Le cinquième chapitre traite les éléments structuraux.
- ✓ A la fin, on s'intéresse à l'étude de l'infrastructure qui est appuyée sur des données géotechniques et on termine par une conclusion qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I

Généralités

I.1 : Introduction :

La réalisation d'une construction en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet on consacre ce chapitre pour la description de notre projet.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+8+sous-sol) implanté à **Kherrata** wilaya de **Bejaia**, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation et commerce, elle est classée d'après le règlement parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**.

L'assiette est réservée pour la réalisation de 26 logements promotionnels située sur le pied de djebel MEHRIRA.

D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), notre projet est classé dans la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).



Figure I.1 : façade principale de la structure.

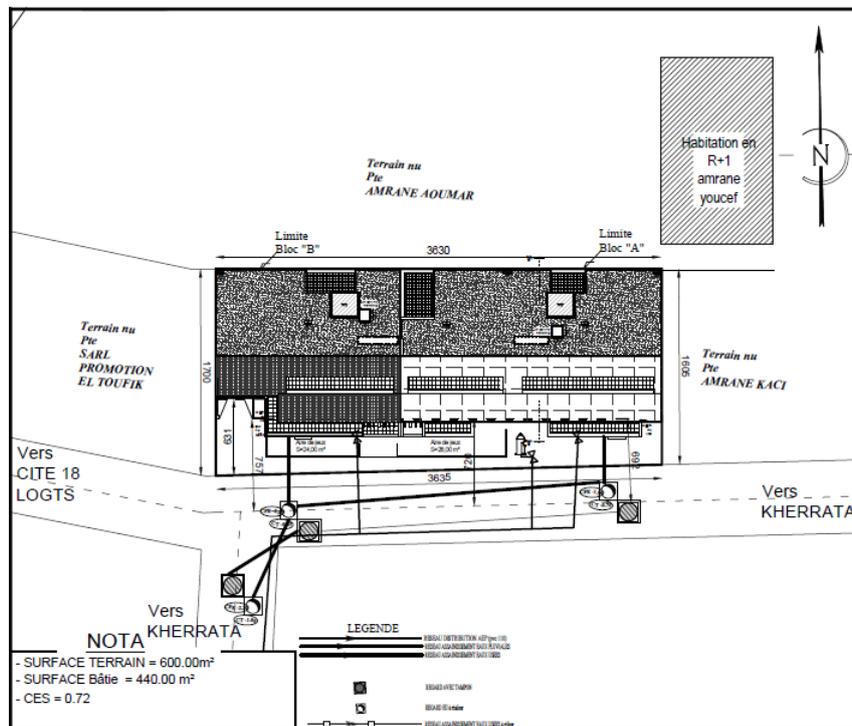


Figure I.2 : plan de masse de la structure.

I.3 Caractéristique de la structure:

❖ I.3.1 Caractéristiques géométriques:

- Largeur en plan.....15.4m.
- Longueur en plan.....36.40m.
- Hauteur totale du bâtiment.....24.48m.
- Hauteur du sous-sol.....2.90m.
- Hauteur du RDC.....2.72m.
- Hauteur des étages courants.....2.72m.

❖ I.3.2 Description structurelle :

- **Les planchers** : on a deux types de plancher :
 - **Plancher à corps creux** : il est destiné pour les étages courant ainsi que les terrasses
 - **Plancher dalle pleine** ; destine pour les balcons, ascenseur, les escaliers
- **Les escaliers** : notre projet contient un seul type d'escalier, qui est un escalier droit
- **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- **L'ascenseur** : C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

I.4 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.
- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.5 Les matériaux :

❖ I.5.1 Le béton :

Le projet est réalisé par les matériaux en béton, il a les caractéristiques suivantes :

- **Résistance à la compression :**

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{[BAEL] (Art: A.2.1, 11)}$$

- **Résistance à la traction :**

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad \text{[BAEL] (Art: A.2.1, 12)}$$

- **Déformations longitudinales du béton :**

Instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL](Art: A.2.1, 21)}$$

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL](Art: A.2.1, 22)}$$

Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (v + 1)}$$

Avec

E : module de Young

v: Coefficient de poisson

Composition du béton :

Pour 1 m³ de béton :

- Ciment : 350 kg
- Sable : 500 L
- Gravier : 700 L
- Eau : 175 L

❖ I.5.2 Les aciers :

- **Les différents types d'acier utilisés dans la construction:**

FeE 215 : pour treillis soudé

FeE 400 : acier de ferrailage

❖ I.5.3 : Sol :

I.5.3.1 Données de site :

- le sol est de type argile limoneuse sableuses beiges plus au moins graveleuse.
- Le sol de notre site est classé en catégorie S2 (site ferme) selon RPA 99 version 2003.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,65 \text{ bars}$. (Annexe I)
- L'ancrage minimal des fondations : **D=3.00 m**

I.6 Conclusion

Après avoir récolté ces informations nécessaires (caractéristiques du sol et d'ouvrage, les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), qui nous permettra d'entamé, l'étape suivante, c'est-à-dire le pré calcul (le pré-dimensionnement), c'est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

Des éléments

II.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir les pré-dimensions de chaque élément structural, il sera fait par appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

II.2 Pré dimensionnement du plancher :

On distingue deux type de plancher dans notre projet :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1. Plancher corps creux :

Ce type de plancher est très utilisé dans la construction de bâtiment.

Il est constitué :

- ✓ De poutrelles en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m.
- ✓ D'hourdis (entrevous) de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux).
- ✓ D'une dalle de compression supérieure en béton de 4 à 6 cm d'épaisseur.

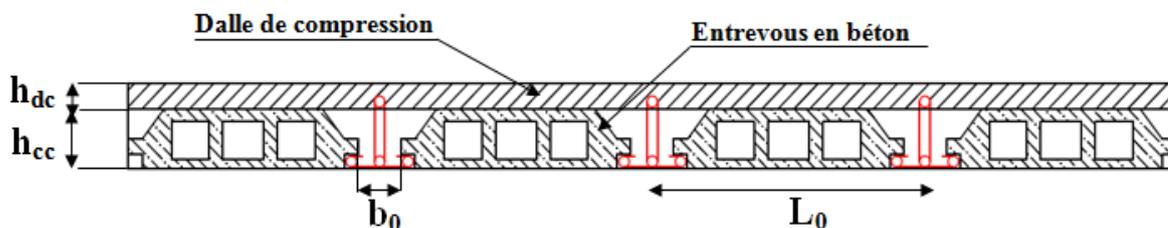


Figure II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Pour le pré-dimensionnement on va utiliser la formule donnée par le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4) suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

L_{max} : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On a donc :

$b = 30$ cm (b est choisie forfaitairement).

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 470 cm.

$$L_{max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{440}{22.5} \text{ donc } h \geq 19.55 \text{ cm}$$

On prend 20 cm soit :

Hauteur de dalle de compression $h_{dc} = 4$ cm.

Hauteur de corps creux $h_{cc} = 16$ cm.

II.2.1.1 : Disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Concernant notre cas, nous avons opté pour le critère de la plus petite portée il permet de réduire les flèches.

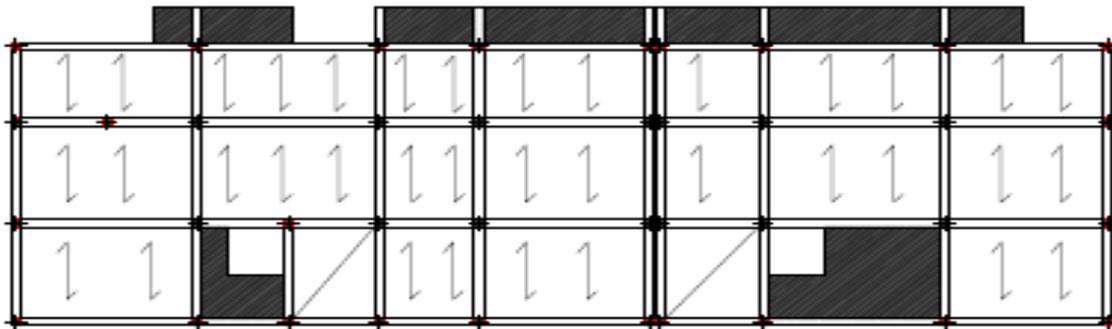


Figure II.2: la disposition des poutrelles.

II.2.2 : Les dalles pleines :

Ce type de planchers est constitué de dalle pleine en béton armé, reposant sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en B.A, il est utilisé pour planchers à surcharge élevée généralement.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

- l_x : petite dimension du panneau.
- l_y : grande dimension du panneau.

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

✓ critère de résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \\ e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4. \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4. \end{array} \right.$$

✓ Critère de résistance au feu :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 14\text{cm} \quad \text{pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

✓ Critère d'isolation phonique :

$$e \geq 14\text{cm}$$

Non applicable pour les dalles de l'extérieur (balcons).

Notre projet comporte trois types de dalles :

a) Dalles sur deux appuis D₁

Panneau à deux appuis avec :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{300} = 0.5 > 0.4$$

$$e \geq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq 7.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 8 \text{ cm}$$



Figure II.3 : Dalle sur 2 appuis

b) Dalle sur trois appuis D₂ :

Panneau à deux appuis avec :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{570} = 0.263 < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

$$\Rightarrow e = 3.5\text{cm}$$

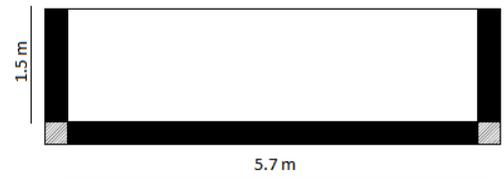


Figure II.4 :Dalle sur 3 appuis

c) Dalle sur quatre appuis D₃ :

Dalle de l'ascenseur :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{370}{570} = 0.64 \geq 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{370}{45} \leq e \leq \frac{370}{40}$$

$$\Rightarrow 8.22 \leq e \leq 9.25$$

$$\Rightarrow e = 8.5 \text{ cm}$$

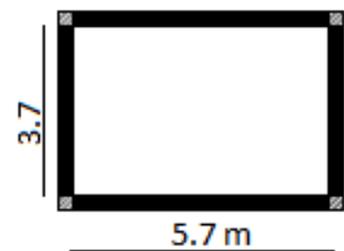


Figure II.5 :Dalle sur 4 appuis ascenseur.

d) Dalle sur quatre appuis D₄ :

Dalle terrasse inaccessible :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{440}{600} = 0.73 > 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{440}{45} \leq e \leq \frac{440}{40}$$

$$\Rightarrow 9.77 \leq e \leq 11$$

$$\Rightarrow e = 10\text{cm}$$

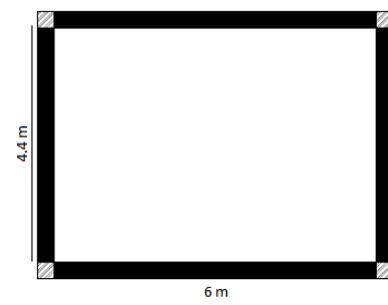


Figure II.6 : Dalle sur 4 appuis terrasse inaccessible.

Alors :

On opte pour une épaisseur $e=15\text{cm}$, pour des raisons de coffrage et d'isolation phonique.

II.3 : Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton arme en ligne moyen rectangulaire, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types de poutre :

- poutre principale
- poutre secondaire

II.3.1. poutres principales :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de la flèche suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \\ \frac{3}{10}h \leq b \leq \frac{7}{10}h \end{array} \right.$$

h : la hauteur de la poutre principale

b : largeur de la poutre.

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On suppose un poteau de $(30*30)\text{ cm}^2$.

❖ Le **BAEL** ne donne aucune condition sur la largeur b , b est choisis forfaitairement.

Condition du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots[\text{art 7.5.}]$$

$L_{max} = (6 - 0,30) = 5,70\text{m}$

Donc $38\text{cm} \leq h \leq 57\text{cm}$

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

$13.5 \leq b \leq 31.5$

Au final : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30\text{cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

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

Dans ce cas les conditions de l'**RPA** sont vérifiées, donc on adopte des poutres de (45*30) cm².

II.3.2. poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de la flèche :

$L_{max} = 4.40 \text{ m}$

Donc $29.3 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$

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

Dans ce cas les conditions de l'**RPA** sont vérifiées, donc on adopte des poutres de (40*30) cm².

II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments résistants généralement verticaux de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vue la grande inertie de leurs sections horizontales.

Il existe 3 types de voile :

- voile avec un seul about.
- voile avec deux abouts.
- voile sans about.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage.

Selon le **RPA 99/ (2003) :**

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ L \geq 4e. \end{cases}$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

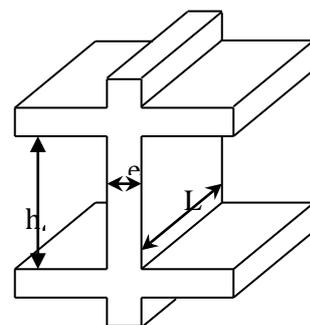


Figure II.7 : Coupe vertical d'un voile.

Dans notre cas, nous avons :

➤ **Pour le Entre Sol :**

$h_e = 290 - 20 = 270 \text{ cm}$

$e \geq \max (13.5 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$

Ce qui donne $e = 15 \text{ cm}$

➤ Pour l'étage courant :

$$h_e = 272 - 20 = 252 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (12.6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

Ce qui donne $e = 15 \text{ cm}$

Au final on prend : $e = 15\text{cm}$

II.5: Evaluation des charges et des surcharges :

II.5.1 : Les planchers :

II.5.1.1 : Plancher terrasse inaccessible à corps creux :

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons roulés	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Isolation thermique	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	0,2	2,80
Enduit de ciment	0,02	0,40
Forme de pente	0,1	2,20

$$G_{\text{terrace}} = 6.48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terrace}} = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

II.5.1.2 : Plancher terrasse inaccessible à dalle pleine :

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons roulés	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Isolation thermique	0,04	0,16
Plancher à dalle pleine	0,13	3,25
Enduit de ciment	0,02	0,40
Forme de pente	0,1	2,20

$$G_{\text{terrace}} = 6.93 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{terrace}} = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

II.5.1.3 : Plancher étages courant à corps creux :**Tableau II.3 :** Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	0,2	2,80
Enduit de ciment	0,02	0,40
Cloisons de séparation	0,10	1,00

$$GEC/CC = 5.36 \text{ KN/m}^2$$

$$QEC/CC = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

II.5.1.4 : Plancher étages courant à dalle pleine**Tableau II.4 :** Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Plancher à dalle pleine	0,15	3,75
Enduit de ciment	0,02	0,40
Cloisons de séparation	0,10	1,00

$$GEC/DP = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

$$QEC/DP = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

II.5.2 : les balcons :**Tableau II.5 :** Évaluation des charges sur les balcons.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
dalle pleine	0,15	3,75
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Enduit de ciment	0,02	0,40

$$G_{balcon} = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

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

II.5.3 Les escaliers

II.5.3.1 Les paliers

Tableau II-6 : Évaluation des charges sur les paliers.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Dalle en béton armé	0,15	3,75
Enduit de ciment	0,02	0,40

$$G_{palier}=5,31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{palier}=2,5 \text{ KN/m}^2$$

II.5.3.2 La volée

Tableau II.7 : Évaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Paillasse	0,15*25/cos32.92	4,46
Garde du Corps	/	0,60
Marches	0,17*(1/2)	1,87
Enduit de ciment	0,02*20/cos32.92	0,47

$$G_{volés}=8,56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{volée}=2,5 \text{ KN/m}^2$$

II.5.4: Ascenseur :

- **Caractéristiques de l'ascenseur:** Caractéristiques d'ascenseur.
 - L : Longueur de l'ascenseur = 180cm
 - l : Largeur de l'ascenseur = 160cm
 - H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm
 - $V= 1.0 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
 - Dimensions de la gaine : $B_s \times T_s = 1,45 \times 1,6(\text{m}^2)$.
 - $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
 - $D_m = 51 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
 - $F_c = 145 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
 - W puissance de l'ascenseur = 6,8 KW
 - poids de 8 personnes = 630 kg = 6,3 KN
- Donc: $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72,3 \text{ KN}$

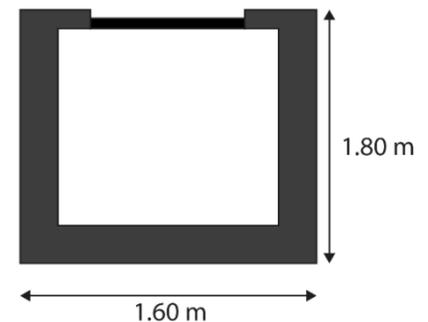


Figure II.8 : Schéma statique de l'ascenseur.

- Evaluation des charges et des sur charges :

Tableau II.8: Evaluation des charges de l'ascenseur.

Poids propre de la dalle	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/ m ²)
G ₁ =25×0.15	S=L x×L _y =1.42×1.70	G ₂ =F _c /S=145/2.414	G=G ₁ +G ₂ =3.75+60.07
G ₁ =3.75KN/m ²	S= 2.414	G ₂ = 60.07	G=63.81

Remarque

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage à usage commercial estimée à Q=5 KN/m²

II.6 : Pré-dimensionnement des poteaux.

Les poteaux sont des éléments structuraux généralement verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

II.6.1 : Définition :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \text{C.B.A. [B.8.4.1]} .$$

N_U: Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

Br: Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2cm

γ_b = 1,50 et γ_s = 1,15 : coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

f_{c 28} et f_e: résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

As: section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ;

α : coefficient fonction de l'élancement du poteau :

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2] \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

λ : élancement du poteau : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

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

l_0 :Longueur libre du poteau

i :rayon de giration de la section du béton $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d’inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

II.6.2 : Descente de charge

La descente de charges désigne l’opération consistant à calculer les efforts normaux résultant des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Les sections des poteaux préalablement adoptées sont :

{	Sous-sol	$(b \times h) = (70 \times 70) \text{ cm}^2$
	RDC	$(b \times h) = (65 \times 70) \text{ cm}^2$
	Etages (1+2)	$(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$
	Etages (3)	$(b \times h) = (60 \times 65) \text{ cm}^2$
	Etages (4)	$(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$
	Etages (5)	$(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
	Etages (6+7+8)	$(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

II.6.3 :Evaluations des charges

II.6.3.1 : Charges permanentes

$G_{planche} = G \times S$

$G_{poutre} = (h_{poutre} \times b_{poutre} \times \rho) \times l_{poutre}$

$G_{poteau} = (h_{poteau} \times b_{poteau} \times \rho) \times l_{poteau}$

II.6.3.2 : Charges d’exploitations

Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots . Les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l’étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

-Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

-Pour $n \geq 5$: $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

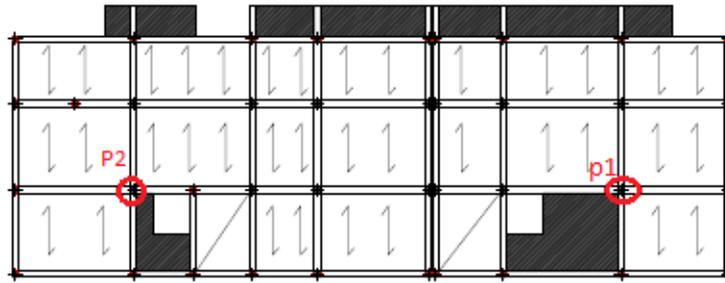


Figure II.9 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

II.6.3.3 : La surface afférente pour les charges permanentes :

$$S_{tcc}=16,597m^2 S_{dp}=5,272m^2$$

II.6.3.4 : La surface afférente pour ;,les charges d'exploitations :

✓ Terrasse inaccessible

$$S_1=(2,55+0.3+2,85) \times (2.2+0.3+1.85) = 28.21m^2$$

✓ Etage 8 .7.6

$$S_1=28.21-(0.4*0.4)=28.05m^2$$

✓ Etage 5

$$S_1=28.21-(0.5*0.5)=27.96m^2$$

✓ Etage 4

$$S_1=28.21-(0.6*0.6)=27.85m^2$$

✓ Etages 3

$$S_1=28.21-(0.65*0.6)=27.82m^2$$

✓ Etages 1. 2

$$S_1=28.21-(0.65*0.65)=27.78m^2$$

✓ RDC

$$S_1=28.21-(0.65*0.7)=27.75 m^2$$

✓ sous-sol

$$S_1=28.21-(0.7*0.7)=27.72 m^2$$

II.6.4 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

- Pour le poteau
- « P1 »

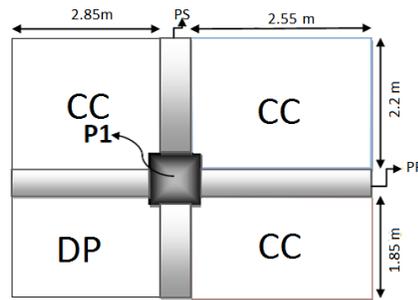


Figure II.10 : Descente de charge sur poteau plus sollicité P1.

Tableau II.9 : Descente de charge sur poteau plus sollicité.

Niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse	144.083	28.21
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (40*40)	10.88	
	Σ	185.33	
N1	N0	185.33	70.285
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (40*40)	10.88	
Σ	348.80		
N2	N1	348.80	108.15
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (40*40)	10.88	
Σ	512.27		
N3	N2	512.27	141.81
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (50*50)	17	
Σ	681.86		
N4	N3	681.86	171.150
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (60*60)	24.48	
Σ	858.93		
N5	N4	858.93	196.162
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (60*65)	26.52	

	Σ	1038.04	
N6	N5	1038.04	216.96
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (65*65)	28.73	
	Σ	1219.36	
N7	N6	1219.36	233.54
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (65*65)	28.73	
	Σ	1400.68	
N8	N7	1400.68	245.96
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (65*70)	30.94	
	Σ	1584.21	
N9	N8	1584.21	254.191
	Plancher	122.22	
	Poutre principale	18.22	
	Poutre secondaire	12.15	
	Poteau (70*70)	35.52	
	Σ	1772.32	254.191

Donc :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1772.32) + 1.5 (254.191)$$

$$Nu = 2773.91 \text{ KN.}$$

➤ Pour le poteau « P2 » :

$$G = 1407.357 \text{ KN} \quad Q = 215.51 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1407.357) + 1.5 (215.51)$$

$$Nu = 2223.20 \text{ KN}$$

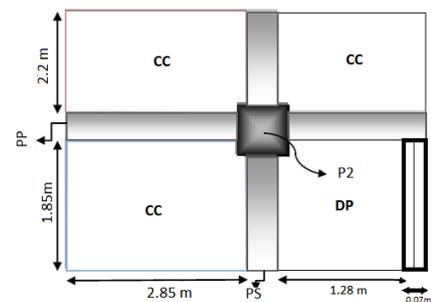


Figure II.11 : Descente de charge sur poteau plus sollicité P2

D'où :

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% ;

Après majoration on trouve $Nu = 1,10Nu = 3051.31 \text{ KN.}$

II.7 : Les vérifications

II.7.1 : Vérifications a la compression simple du poteau le plus sollicité P1 :

$$\frac{Nu}{b} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Limite de compression du béton à L'E.L.U

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5}$$

$$\sigma_{bc} = 14.20 \text{ MPA}$$

Tableau II.10 :Vérefication de la contrainte de compression du béton.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_{choi} > B_{calcule}$		observation
			B_{choi}	$B_{calcule}$	
Sous-sol	3051.31	70*70	0.49	0.214	Vérifiée
RDC	2785.38	65*70	0.455	0.196	Vérifiée
Etages 1+2	2465.35	65*65	0.422	0.173	Vérifiée
Etage 3	1865.15	60*65	0.39	0.131	Vérifiée
Etage 4	1557.90	60*60	0.36	0.109	Vérifiée
Etage 5	1246.54	50*50	0.25	0.087	Vérifiée
Etages 6+7+8	939.168	40*40	0.16	0.066	Vérifiée

II.7.2 : Vérification au flambement :

$$Nu \leq \bar{N}u = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'après le BAEL 91 en doit vérifier :

$$B_{rcalculer} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$$

II.7.3 : Vérification de poteau de sous-sol

$$L_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 2.90 = 2.03m$$

$$B = 0.7 * 0.7 = 0.49 \text{ m}^2$$

$$I = 0.7 * 0.7^3 / 12 = 0.02000 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{(0.02000 / 0.49)} = 0.202 \text{ m}^3$$

$$\lambda = 2.03 / 0.202 = 10.05 \Rightarrow \alpha = 0.836$$

$$B_{rcalculer} = 0.1659 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.7 - 0.02) * (0.7 - 0.02) = 0.4624 \text{ m}^2$$

Donc on a $B_r > B_{rcalculer} \rightarrow$ le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.11 :Vérification au flambement.

Niveaux	Nu	sections	Condition $Br > Br_{calcule}$		observation
			Br	$Br_{calcule}$	
Sous-sol	3051.31	70*70	0.4624	0.165	Vérifiée
RDC	2785.38	65*70	0.4284	0.151	Vérifiée
Etages 1+2	2465.35	65*65	0.3969	0.134	Vérifiée
Etage 3	1865.15	60*65	0.3654	0.101	Vérifiée
Etage 4	1557.90	60*60	0.3368	0.085	Vérifiée
Etage 5	1246.54	50*50	0.2304	0.068	Vérifiée
Etages 6+7+8	939.168	40*40	0.1444	0.052	Vérifiée

II.7.4 : Vérification de l’effort normal réduit

Selon le RPA il faut vérifier :

$$V = \frac{Nu}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \text{ R.P.A [Art.7.1.3.3]}$$

Ce tableau résume les vérifications de l’effort normal réduit :

Tableau II.12 :Vérifications de l’effort normal réduit.

Niveau	Nu(KN)	section	B (cm^2)	V	$V \leq 0.3$
Sous-sol	3051.31	70*70	0.49	0.249	Vérifiée
RDC	2785.38	65*70	0.455	0.244	Vérifiée
Etages 1+2	2465.35	65*65	0.422	0.233	Vérifiée
Etage 3	1865.15	60*65	0.39	0.191	Vérifiée
Etage 4	1557.90	60*60	0.36	0.173	Vérifiée
Etage 5	1246.54	50*50	0.25	0.199	Vérifiée
Etages 6+7+8	939.168	40*40	0.16	0.234	Vérifiée

II.8 : Conclusion

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

- **Poteaux :**

{	Sous-sol	$(b \times h) = (70 \times 70) \text{ cm}^2$
	RDC	$(b \times h) = (65 \times 70) \text{ cm}^2$
	Etages (1+2)	$(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$
	Etages (3)	$(b \times h) = (60 \times 65) \text{ cm}^2$
	Etages (4)	$(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$
	Etages (5)	$(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
	Etages (6+7+8)	$(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

- **Poutres :**
 - Principales : $(h*b) = (45 \times 30) \text{ cm}^2$
 - Secondaires : $(h*b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$
- **Planchers :**
 - Corps Creux : $e = (16+4) \text{ cm}$
 - Dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$
- **Voiles :** $e = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE III

Calcul des éléments

secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation et éventuellement sous l'action des charges sismiques pour certains éléments (acrotère).

III.2 : Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

b : Largeur efficace.

b₀ : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement entre 8 et 14 cm.

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

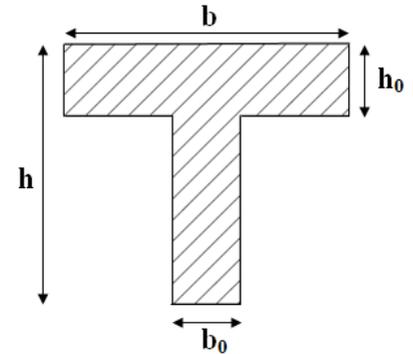


Figure III.1 Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{(CBA .Art 4.1.3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

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

Donc on a ce qui suit :

$$h=20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y^{\min} = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5, 27) \\ \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

III.2.1 : Méthodes de calcul :

a)La méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées

- 1) Plancher à une surcharge modérée $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

✓ **Principe de la méthode forfaitaire**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

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

α : Le degré de surcharge du plancher

$$M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq \max (1,05M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire. Condition 1} \\ (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive. Condition 2} \end{array} \right.$$

On choisit le maximum entre deux conditions.

Avec

M_t: moment maximal dans la travée considérée.

M₀ : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

M_g, M_d : valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

Moment sur appui

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91

Préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

-0.15M₀.

- M = - 0,6 M₀ appui intermédiaire pour une poutre à deux travées
- M = - 0,5 M₀ appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- M = - 0,4 M₀ les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que **M₀ = max (M₀¹, M₀²)**

✓ **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

1.15V₀ → si c'est une poutre à deux travées.

1.1V₀ → si c'est une poutre à plus de deux travées.

b) Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à surcharges élevée

$$Q > \min \begin{cases} 2G \\ 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite → on applique la méthode de Caquot minorée, on remplace la charge permanent G par $G' = 2/3G$ pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement

1.) Calcul des moments**▪ En appuis**

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

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

$$L' = \begin{cases} 0,8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

▪ En travée

$$M(x) = M_0(x) + Mg(1 - \frac{x}{L}) + M_d(x/L) = (px/2) * (L-x) + Mg(1-x/L) + M_d(x/L).$$

$$X = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{P * L}$$

2.) Calcul des efforts tranchant

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de RDM, au niveau des appuis :

$$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{L}$$

III.2.2 : Les différents types de poutrelles :

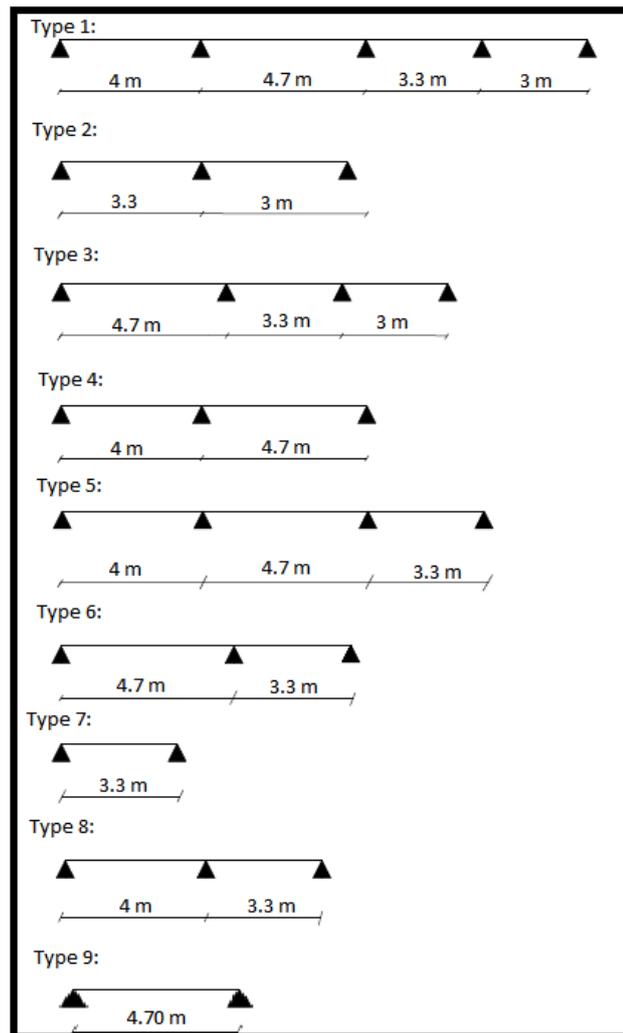


Figure III.2 : les types de poutrelles.

III.2.2.1 : Calcul des moments et des efforts tranchants :

III.2.2.1.1 Calcul des sollicitations :

A l'ELU $P_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS $q_s = G + Q \rightarrow q_s = 0.65 \times q_s$

G' : charge minorée = 2/3G

Tableau III.1 : Combinaisons d'action

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/ml)	qu' (KN/ml)	qs' (KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse Inaccessible	6.48	1.00	6.661	4.766	3.458	4.862
Plancher Etage courant	5.36	1.50	6.165	4.598	3.298	4.459
RDC partie habitation	5.36	1.50	6.165	4.766	3.458	4.862

III.2.2.1.2 : Exemple de calcul :

1.) Calcul des poutrelles type 07 (terrasse inaccessible) :

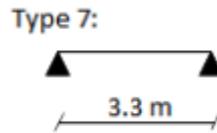


Figure III.3 poutrelles terrasse inaccessible.

• Calcul à l'ELU :

Calcul des moments

▪ en travée :

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 9.067 \text{ KN.m}$$

▪ en appuis :

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

$$M_A = M_B = -0.15 \times M_0^{AB} \Rightarrow M_A = M_B = -1.36 \text{ KN.m}$$

✓ Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.661 \times 3.3}{2} \Rightarrow V_A = 10.99 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6.661 \times 3.3}{2} \Rightarrow V_B = -10.99 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul à l'ELS

Calcul des moments

▪ en travée :

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 6.618 \text{ KN.m}$$

▪ en appuis :

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

$$M_A = M_B = -0.15 \times M_0^{AB} \Rightarrow M_A = M_B = -0.99 \text{ KN.m}$$

Tableau III-1 Les résultats des calculs pour le type 6 a l'ELU et a l'ELS

Travées	ELU			ELS	
	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	V(KN)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
AB	9.067	-1.36	10.99	6.618	-0.99
		-1.36	-10.99		-0.99

Tableau III-2 Les résultats des calculs pour tous les étages a l'ELU et a l'ELS

Etages	Types de poutrelles	ELU			ELS			
		Mtmax (KN*m)	Mamax (KN*m)		Vmax (KN)	Mtmax (KN*m)	Mamax (KN*m)	
			rive	inter			rive	inter
RDC Partie habitation	Type1	9.935	-1.85	-8.16	14.94	7.226	-1.12	-5.858
	Type2	6.426	-1.26	-5.03	11.70	4.648	-0.91	-3.642
	Type3	12.82	-1.90	-9.00	16.40	9.294	-1.36	-6.461
	Type4	13.037	-2.55	-10.21	16.66	9.427	-1.84	-7.387
Etage habitation 1 à 6	Type5	9.536	-2.55	-8.16	14.77	6.94	-1.84	-5.858
	Type6	12.629	-2.55	-9.45	16.50	9.157	-1.84	-6.778
	Type 7	8.393	-1.25	/	10.17	6.07	-0.91	/
Etage 7 et 8	Type 4	13.037	-2.55	-10.21	16.66	9.427	-1.84	-7.387
	Type 9	17.02	-2.55	/	14.48	12.31	-1.84	/
Terrasse inaccessible	Type 7	9.067	-1.36		10.99	6.618	-0.99	/
	Type 8	9.99	-1.99	-7.99	15.32	7.29	-1.45	-5.83

III.2.3 : Ferrailage des poutrelles

III.2.3.1: Type 4 RDC (habitation) :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple avec les sollicitations maximales

Mtmax = 13.037 KN*m

Mainte = -10.21KN*m

Vmax = 16.66 KN

1.) Les armatures longitudinales

▪ **En travée**

Mu=0,013037MN*m

Mtu=b×h0×fbu× (d-h0/2)

Mtu: Moment équilibré par la table

Si Mu ≤ Mtu la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression.

On calcule une section rectangulaire (b × h).

Si Mu > Mtu On calcule une section en T.

Mtu=0.65×0.04×14.2× (0.18-0,02)=0.059072 MN.m

Mu ≤ MtuOn calcule une section rectangulaire (0,65×0,20) m

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,013037}{0,65 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2} = 0,043 \text{ MN.}$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A : } \epsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_1 \times (1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\mu_l = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,055$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,055) = 0,175 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,013037}{0,175 \cdot 348} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1) / 400 = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \rightarrow \text{on prend : } A = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

▪ **Appuis intermédiaires**

$$M_a \text{ max} = -0,01021 \text{ MN}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,01021}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,221$$

$$\mu_{bu} > 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,317$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,317) = 0,157 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,01021}{0,157 \cdot 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1) / 400 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \rightarrow \text{on prend : } A = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Tableau III.4 : Ferrailage des poutrelles

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Plancher RDC (habitation)	Travée	13.03 7	0,043	0,055	17,5	2,12	1,41	3HA12=3,39
	Appuis int	-10,21	0,221	0,317	15,7	1,86	0,217	2HA12=2,26
	Appuis riv	-2,55	0,055	0,0707	17,4	0,42	0,217	1HA12=1,13
Etage courant 1 à 6 (habitation)	Travée	12,629	0,042	0,054	17,6	2,06	1,41	3HA12=3,39
	Appuis int	-9,45	0,205	0,291	15,9	1,70	1,41	2HA12=2,26
	Appuis riv	-2,55	0,055	0,0707	17,4	0,42	0,217	1HA12=1,13
Etage 7 et 8(type 9)	Travée	17,02	0,057	0,0734	17,4	2,80	1,41	3HA12=3,39
	Appui	2,55	0,055	0,0714	17,4	0,41	0,217	1HA12=1,13

Terrasse inaccessible	Travée	9.99	0.033	0.042	17.6	1.62	1.41	2HA12=2.26
	Appuis int	-7.99	0.174	0.240	16.26	1.41	1.41	1HA12=1.13
	Appui riv	-1.99	0.043	0.055	17.6	0.32	0.217	1HA12=1.13

➤ Vérifications à ELU

• Vérification au cisaillement

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0,01666}{0,10 \cdot 0,18} = 0.92 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_{bu}^- = \min [0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau_{bu} < \tau_{bu}^-$ pas le risque de cisaillement

- Choix des armatures transversales

On choisit un étrier $\Phi 6$ $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

• Calcul de l'espacement St

$$St1 \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 18, 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = 21.2 \text{cm}$$

$$St3 \leq A_t \times \frac{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3K \times f_{t28})}$$

$K=1$ Flexion simple, ou Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

D'où $St3 \leq 45.31 \text{ cm}$

Donc $St \leq \min (St1, St2, St3) = 16.2 \text{cm}$

On prend $St = 15 \text{cm}$

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

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \quad \text{avec} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{0,275 \times 0,01666}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1.08 \text{ MPA} \leq 3,33 \text{MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

• Vérifications des bielles de compression du béton

$$\sigma_{bc}^- \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,80$$

$$\sigma_{bc}^- \leq 2 \times \frac{V_u}{a \cdot b_0}$$

$a = \min [0,9d, \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

$a = \min [0,9 \times 0,18, 30 - 4\text{cm}] = 16.20 \text{cm}$

$V_u \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 0,108 \text{MN}$

$V_u = 16.66 \text{KN} \leq 108,135 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ Vérifications à l'ELS

• Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

En travée : $M_{t_{ser}} = 13.536 \text{KN.m}$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 0.000236 (0.18 - 0.04)$$

$$H = 0.0000244 \text{ m}$$

$H = 0.0000244 \text{ m} > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire (b x h).

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

$$32.5y^2 + 33.9y - 461.7 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.25 \text{cm}$

Calcul de I:

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

$$I = 8497.6 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.60 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -7.387 \text{KN.m} < 0 \dots\dots$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

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

$$5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 3.25 \text{cm}$

Calcul de I:

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

$$I = 8497.6 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.82 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.

Niveau	Endroit	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte σ ≤ σ̄ (MPa)	observation
RDC	travée	9.427	3.39	3.96	11498	2.51 < 15	Vérifiée
	appui	7.387	2.26	3.96	11498	2.01 < 15	Vérifiée
Etage 1-6	travée	9.157	3.39	3.96	11498	3.15 < 15	Vérifiée
	appui	6.778	2.26	3.39	11498	2.33 < 15	Vérifiée
Etage 7 et 8 (Type 9)	travée	12.31	3.39	4.26	11360	4.62 < 15	Vérifiée
	appui	1.84	1.13	4.26	11360	3.17 < 15	Vérifiée
Etage inaccessible	travée	7.29	2.26	3.50	8094.5	3.15 < 15	Vérifiée
	appui	5.83	1.13	3.50	8094.5	2.52 < 15	Vérifiée

• Etat limite de déformation :

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

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

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

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0.042 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la

flèche.

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

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN / m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.36 = 3.484 \text{ KN / m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 (5.36 + 1.5) = 4.459 \text{ KN / m}$$

Pour le calcul des moments on prend le plus défavorable c'est-à-dire toute la portée de la travée ou le coefficient sera égale à 1.

$$M_{jser} = 1 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{1.82 \times 4.7^2}{8} = 5.02 \text{ KN .m}$$

$$M_{gser} = 1 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{3.484 \times 4.7^2}{8} = 9.62 \text{ KN .m}$$

$$M_{pser} = 1 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 1 \times \frac{4.459 \times 4.7^2}{8} = 12.31 \text{ KN .m}$$

Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 (2.36 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15 (2.36)}$$

$$\Rightarrow y_G = 6.75 \text{ cm .}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

$I_0=24840.7\text{cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton))

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{10}{65}) \times 0.013} = 3.25 \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 3.25 = 1.30 \text{ Coefficient de déformation différée.}$$

Constraints (σ_s) :

$$y=4.82\text{cm}; \quad I_0=21175\text{cm}^4; \quad I=8323\text{cm}^4; \quad A_s=2.36\text{cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.18 \times (0.18 - 0.039)}{8323} 10^5 = 62.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.31 \times (0.18 - 0.039)}{8323} 10^5 = 108.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.35 \times (0.18 - 0.039)}{8323} 10^5 = 108.25 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If) :

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 131.56 + 2,1} = 0.59$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 185.57 + 2,1} = 0.68$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 237.5 + 2,1} = 0.74$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + 3.25 \times 0.59} = 6963.7 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + 3.25 \times 0.68} = 6280.8 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + 3.25 \times 0.74} = 5734.7 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + 1.30 \times 0.68} = 5934.7 \text{ cm}^4$$

Calcul des déformations E_i et E_v :

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32456.59 \text{ MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$.

• Evaluation de la flèche :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{5.18 \times 4.7^2}{10 \times 32456.59 \times 6963.7} 10^5 = 0.005 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{7.31 \times 4.7^2}{10 \times 32456.59 \times 6280.8} 10^5 = 0.0079 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{9.35 \times 4.7^2}{10 \times 32456.59 \times 5734.7} 10^5 = 0.010 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{7.31 \times 4.7^2}{10 \times 10818.86 \times 5934.7} 10^5 = 0.013 \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.1 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 1.1 \text{ cm} > f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Donc la condition de flèche n'est vérifiée.}$$

On augmente la section d'acier : **3HA12=3.39cm²**.

$$\Delta f = 0.909 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{la condition de flèche est vérifiée}$$

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.

Niveau	RDC	1 à 6	7 et 8 (type 9)	Terrasse
L(m)	4.7	4.7	4.7	4
q_{jser}(KN/m)	1.82	1.82	1.82	1.82
q_{gser}(KN/m)	3.484	3.484	3.484	4.212
q_{pser}(KN/m)	4.459	4.459	4.459	4.862
M_{jser}(KN.m)	3.41	3.41	0.5	2.69
M_{gser}(KN.m)	6.65	6.65	0.96	6.23
M_{pser}(KN.m)	8.37	8.37	1.23	7.19
I(cm⁴)	11239	11239	14400	80240
I₀(cm⁴)	20405	20405	22505	18326
ρ	0.0188	0.0188	0.025	0.012
λ_i	2.26	2.26	1.66	3.39
λ_v	0.905	0.905	0.664	1.358
σ^j_{st}(MPa)	61.19	61.19	66.89	71.28
σ^g_{st}(MPa)	117.14	117.14	128.06	164.97
σ^p_{st}(MPa)	149.92	149.92	163.90	190.43
μ_j	0.452	0.452	0.59	0.353
μ_g	0.663	0.663	0.758	0.646
μ_p	0.725	0.725	0.805	0.684
If_{ji}(cm⁴)	11087	11087	12497	91659
If_{gi}(cm⁴)	8967.4	8967.4	10947	63091
If_{pi}(cm⁴)	8490.9	8490.9	10583	60592
If_{gv}(cm⁴)	14018	14018	16454	10734
f_{ji}(mm)	2.0977	2.0977	2.73	1.448
f_{gi}(mm)	4.964	4.964	5.981	4.87
f_{pi}(mm)	6.71	6.71	7.91	5.85
f_{gv}(mm)	9.528	9.528	11.93	8.588
Δf_t(mm)	9.176	9.176	11.13	8.12
f_{adm}(mm)	9.4	9.4	9.4	8.00
Obs	Vérifiée	vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour la terrasse inaccessible, on propose d'augmenter la section d'acier.

Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Tableau de la vérification de la flèche après augmentation de la section d'acier.

Niveau	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	Δ_{ft} (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
Terrasse inac	3HA12= 3.39	11239	4.58	6.11	8	Vérifiée
7 et 8 (type 9)	4HA14=6.16	17978	5.87	9.19	9.4	Vérifiée

Tableau III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Types	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher RDC (habitation) + étages courants (de 1 à 8)			
Terrace Inaccessible		/	
Etage 7 et 8 (Type 9)		/	

III.2.4 : Ferrailage de la dalle de compression

On utilise le treillis soudé nuance $f_e = 215\text{Mpa}$

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4 \times L_0 / f_e = 4 \times 0,65 / 215 = 1.2 (\text{cm}^2) / \text{ml} \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.60 \text{ (cm}^2\text{)/ml}$$

On choisit

$$6\text{T}54/\text{ml} = 0.75 \text{ cm}^2 \text{ perpendiculaires aux poutrelles} \rightarrow St = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$6\text{T}54/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ parallèles aux poutrelles} \rightarrow St = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

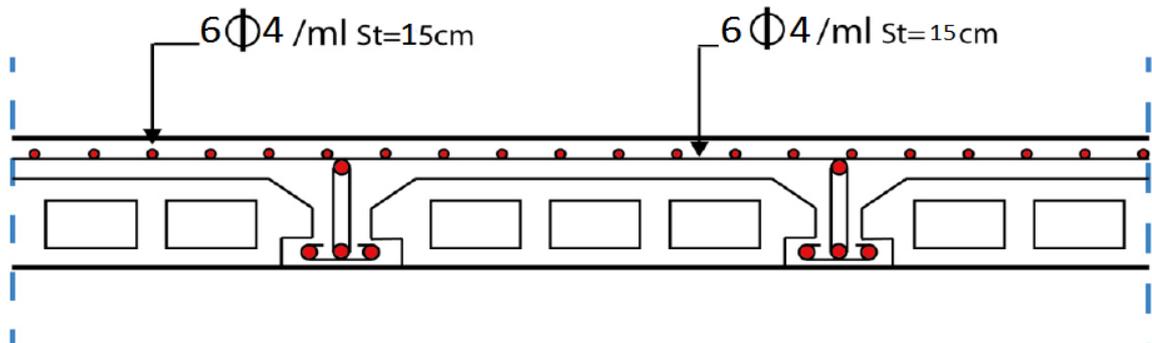


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3 : Etude des dalles pleines

III.3.1 : Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur « D1 »

III.3.1.1 : Calcul des sollicitations

$$G = 6.31 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = (1.35 \times 6.31 + 1.5 \times 1.5) = 10.768 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = (6.31 + 1.5) = 7.81 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 3.7 \text{ m}$$

$$L_y = 5.7 \text{ m}$$

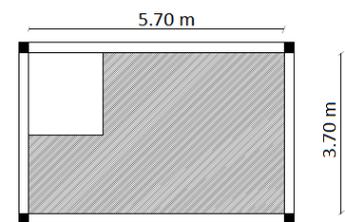


Figure III.5. dalle « D1 »

$$P = L_x / L_y = 3.7 / 5.7 = 0.64 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille sur deux sens } L_x, L_y$$

❖ Calcul a l'ELU

$$v = 0 \quad \rho = 0.64 \quad \mu_x = 0.0765 \quad \mu_y = 0.3472$$

Calcul les moments isostatiques

$$M_0^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 3.91 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments réels dans la dalle

▪ En appuis

$$M_a^x = -0.5 M_0^x = -5.63 \text{ KN.m}$$

▪ En travée

$$M^x = 0.85 \times M_0^x = 9.57 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 0.85 \times M_0^y = 3.32 \text{ KN.m}$$

III.3.1.2 Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times e) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

- **En travée**

Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M^x}{b_x d^2 f_{bu}} = 0.00957 / 1 \times 0.13^2 \times 14.2 = 0.039 \quad \mu_l = 0.39, \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.050$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.1(1 - 0.4 \times 0.045) = 0.127 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M^x}{z \times f_{st}} = \frac{0.0050}{0.127 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On choisit **4HA10 = 3.14 cm²**

Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_y}{b_y d^2 f_{bu}} = 0.00332 / 1 \times 0.13^2 \times 14.2 = 0.0138 \quad \mu_l = 0.39 \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0174$$

$$z = d_y(1 - 0.4 \alpha) = 0.1(1 - 0.4 \times 0.0174) = 0.129 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_y}{z \times f_{st}} = \frac{0.004607}{0.098 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²**

- **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b d^2 f_{bu}} = 0.00536 / 1 \times 0.13^2 \times 14.2 = 0.022 \quad \mu_l = 0.39 \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0282$$

$$z = d_y(1 - 0.4 \alpha) = 0.013(1 - 0.4 \times 0.0282) = 0.128 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M^x}{z \times f_{st}} = \frac{0.002984}{0.091 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

On choisit **4HA8 = 2.01 cm²**

III.3.1.3 Vérification condition non fragilité

Sens x-x

Pour $h \geq 15 \text{ cm}$ et $\rho = 0.64$

$$A_{min} = b \times e \times \rho_0 (3 - \rho) / 2 \quad \text{avec } \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

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

Calcul de l'espacement

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $St = (100/4) = 25 \text{ cm.}$

Sens y-y: $St = (100/4) = 25 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement**

$$0.07 \times f_c / 28 / \gamma_b = 1.167$$

$$\tau = V_{max} / b \times d$$

$$V_{max} = pu \times lx \times l_y^4 / 2 \times (l_x^4 + l_y^4) = 16.92 \text{ KN}$$

$$\tau = 0.130 \leq 1.167 \quad \text{Condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Calcul a l'ELS**

Les résultats des sollicitations à L'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9 : les sollicitations à l'ELS

	ρ	ν	μ	M_0 (KN*m)	M_t (KN*m)	M_a (KN*m)
Sens x-x	0.64	0.2	0,0819	8.75	7.44	4.37
	0,64	0,2				
Sens y-y			0,5117	4.48	3.80	2.24

• **Vérification des contraintes**

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

$$b \times y^2 / 2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Selon Lx : $y=0,025$; $I=0,00004097 \text{ m}^4$ $\sigma_{bc}=4,72 < 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée

Selon Ly : $y=0,015$; $I=0,00001581 \text{ m}^4$ $\sigma_{bc}=3.83 < 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x :

$$e/L_x = 0,15/3,7 = 0,0405 > \max[3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_s/bd = 0,002 \leq 2/f_e = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$e/L_y = 0,15/3,94 = 0,026 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$A_s/bd = 0,0015 \leq 2/f_e = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

D'après le **BAEL91**:

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

Tableau III.10 : Evaluation de la flèche dans la dalle.

Sens	L(m)	M_{jser} (KN*m)	M_{gser} (KN*m)	M_{pser} (KN*m)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
x-x	3.70	3.38	4.77	6.10	1.59	7.4
y-y	5.70	1.17	1.65	2.17	1.33	10.7

III.3.1.4 Schémas de ferrailage

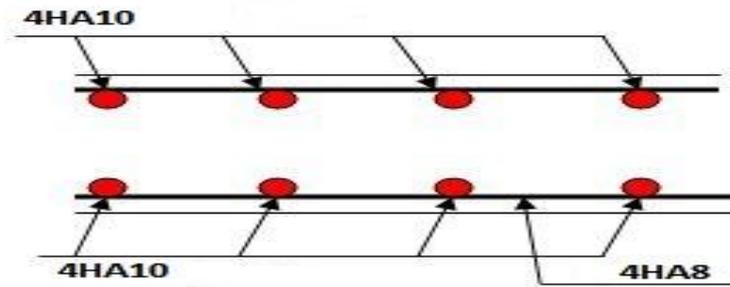


Figure III.6: Schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.3.2 Dalle sur 4 appuis terrasse inaccessible

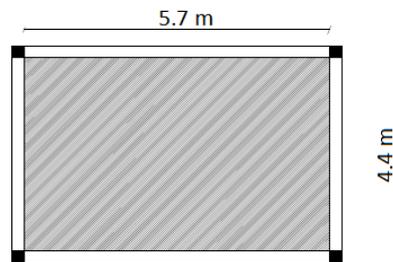


Figure III.7: dalle sur 4 appuis T inaccessible

III.3.2.1 Sollicitations

Tableau III.11 : Evaluation des charges dans la dalle

Lx (m)	Ly(m)	ρ	G(KN*m)	Q(KN*m)	pu(KN*m)	ps(KN*m)
4.40	5.7	0.77	6.93	1	10.85	7.93

III.3.2.2 Ferrailage

➤ A L'ELU

Tableau III.12 : Les résultats de ferrailage.

Type de Dalle	Sens	M(KN*m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	10.64	0.044	0.0568	0.127	2.4	1.33	3.14	25
	y-y	5.79	0.0142	0.0179	0.129	0.75	1.2	2.01	25
Appui	x-x	8,11	0,0261	0.033	0.128	1.4	1.33	2.01	25

On choisit

- 4HA10 en travée sens x-x
- 4HA8 en travée sens y-y
- 4HA8 en appui

III.3.2.3 Vérifications

Tableau III.33 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$0,07f_{c28}/\gamma_b$
x-x	17.61	0.135	1,16
y-y	8.10	0.062	1,16

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ A L'ELS

Tableau III.14 : Vérification des contraintes de béton

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation
Travée	x-x	8.62	0.02725	0,0000448	5.23	15	Vérifiée
	y-y	5.78	0,02062	0,0000261	5.55	15	Vérifiée
Appui	x-x	5.07	0.02136	0,0000280	3.86	15	Vérifiée

Tableau III.15 : Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σ_{st} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation
Travée	x-x	8.62	0.02725	0,0000448	296.12	201,66	non Vérifiée
	y-y	5.78	0,02062	0,0000261	362.52	201,66	non Vérifiée
Appui	x-x	5.07	0.02136	0,0000280	294.94	201,66	non Vérifiée

Condition n'est pas vérifiée on augmente la section d'acier

- 5HA10 en travée sens x-x
- 5HA10 en travée sens y-y
- 5HA8 en appui

Tableau III.16 : Vérification des contraintes

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σ_{st} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation
Travée	x-x	8.62	0.033	0,0000674	184.80	201,66	Vérifiée
	y-y	5.78	0.033	0,0000674	124.00	201,66	Vérifiée
Appui	x-x	5.07	0.027	0,0000464	167.41	201,66	Vérifiée

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x

$e/L_x = 0.15/4.4 = 0,034 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042$

Condition non vérifiée

$A_s/bd = 0,003 \leq 2/f_e = 0,005$

Condition vérifiée

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

Tableau III.16 : Vérification des contraintes

Sens	L(m)	Mjser(KN*m)	Mgser(KN*m)	Mpser(KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)	Obs
x-x	4.4	3.579	6.796	7.777	4.35	8.8	Vérifiée
y-y	5.7	1.947	3.697	4.230	2.94	10.7	Vérifiée

III.3.2.4 Schémas de ferrailage

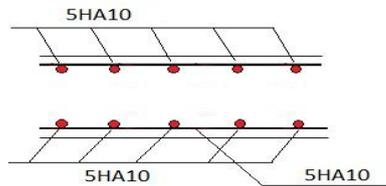


Figure III.8 Panneau étage courant

III.3.3 : Dalle sur 3 appuis (Balcon)

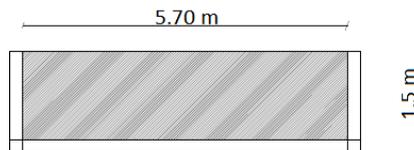


Figure III.9 balcon sur 3 appuis.

III.3.3.1 Sollicitations

Tableau III.18 : Evaluation des charges dans la dalle

Lx (m)	Ly(m)	ρ	G(KN*m)	Q(KN*m)	pu(KN*m)	ps(KN*m)
1.5	5.7	0.26	5.31	3.5	12.41	8.81

III.3.3.2 Ferrailage

➤ A L'ELU

Tableau III.19 : ferrailage du balcon

Type de Dalle	Sens	M(KN*m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	43.93	0.183	0.255	0.116	10.82	1.2	12.32	12.5
Appui	x-x	25.84	0.107	0.143	0.122	6.06	1.64	6.16	25

III.3.3.3 Vérifications

On choisit

- 8HA14 en travée sens x-x
- 4HA14 en appui

Tableau III.20 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$0,07f_c28/\gamma_b$
x-x	9.31	0.071	1,16

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ A L'ELS



Tableau III.21 : Vérification des contraintes de béton

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σbc(MPA)	σadm(MPA)	observation
Travée	x-x	31.17	0.05	0,000159	10.43	15	Vérifiée
Appui	x-x	18.33	0.04	0,000096	7.74	15	Vérifiée

Tableau III.22 : Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σst(MPA)	σadm(MPA)	observation
Travée	x-x	31.17	0.05	0,000159	225.57	201,66	Non vérifiée
Appui	x-x	18.33	0.04	0,000096	255.60	201,66	Non vérifiée

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée on augmente l'épaisseur de la dalle.

On prend e= 20 cm.

Tableau III.23 : Vérification des contraintes d'acier après le recalculé a l'ELS

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σst(MPA)	σadm(MPA)	observation
Travée	x-x	31.17	0.05	0,000159	159.97	201.66	vérifiée
Appuis	x-x	18.33	0.04	0,000096	181.93	201,66	vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x

$e/Lx=0,2/1.5=0,13 > \max [3/80 ; Mt/20M0]=0,042$ **Condition vérifiée**

$As/bd=0.0068 \geq 2/fe = 0,005$ **Condition non vérifiée**

Donc on doit faire une vérification de la flèche

Tableau III.24 : Vérification de la flèche

Sens	L(m)	Mjser (KN*m)	Mgser (KN*m)	Mpser (KN*m)	Δf (mm)	fadm(mm)
x-x	1.5	0.89	1.26	2.10	0.030	3

La flèche est vérifiée.

III.3.3.4 Schémas de ferrailage

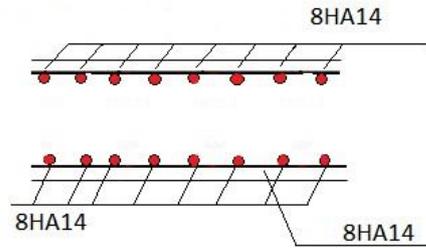


Figure III.10 Schémas de ferrailage du balcon sur 3 appuis.

III.3.4 : Dalle sur 2 appuis

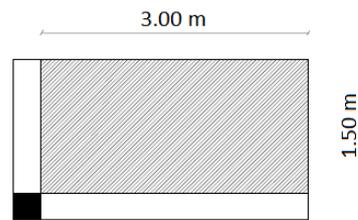


Figure III.11 Balcon 2 appuis

III.3.4.1 Sollicitations

Tableau III.25 : Evaluation des charges dans la dalle

Lx (m)	Ly(m)	ρ	G(KN*m)	Q(KN*m)	pu(KN*m)	ps(KN*m)
1.5	3.00	0.5	5.31	3.5	12.41	8.81

III.3.4.2 Ferrailage

Calcul de la section d'armatures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.26 : Ferrailage des balcons sur 2 appuis

Type de Dalle	sens	M(KN*m)	μ_{bu}	A	Z(m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	2.29	0.009	0.0120	0.129	0.509	1.22	4HA8 =2,01	25
	y-y	0.57	0.0023	0.0029	0.129	0.126	0.96	4HA8 =2,01	25
Appuis	x-x	1.079	0,0045	0.0056	0.129	0.239	0.96	4HA8 =2,01	25

III.3.4.3 Vérifications

Tableau III.27 : Vérification de l'effort tranchant

Vu (KN)	τ_u (MPa)	$0,07f_{c28}/\gamma_b$	observation
6.20	0.047	1.25	Vérifiée

❖ A l'ELS

Le calcul des moments est mené de la même manière, les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.28 : Les sollicitations à l' ELU, ELS

Sens		ELU		ELS	
		M ₀ (KN/m)	M (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M (KN/m)
Travée	x-x	2.69	2.29	1.98	1.68
	y-y	0.67	0.57	0.72	0.61
Appuis	x-x	2.69	1.07	1.98	0.792
	y-y	0.67	0.269	0.72	0.291

Tableau III.29 : Vérification des contraintes dans le béton.

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	observation
Travée	x-x	1.68	0.025	0,0000384	1.1	15	Vérifiée
	y-y	0.618	0.025	0,0000384	0.40	15	Vérifiée
Appui	x-x	0.792	0.025	0,0000384	0.51	15	Vérifiée

Tableau III.30 : Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ _{st} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	observation
Travée	x-x	1.68	0.025	0,0000384	99,11	201,66	Vérifiée
	y-y	0.618	0.025	0,0000384	31,27	201,66	Vérifiée
Appui	x-x	0.792	0.025	0,0000384	46,64	201,66	Vérifiée

$e/Lx=0,15/1,5=0,1 > \max [3/80 ; Mt/20M0]=0,042$ **Condition vérifiée**

$As/bd=0,0015 \leq 2/fe = 0,005$ **Condition vérifiée**

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.4.4 Schémas de ferrillage

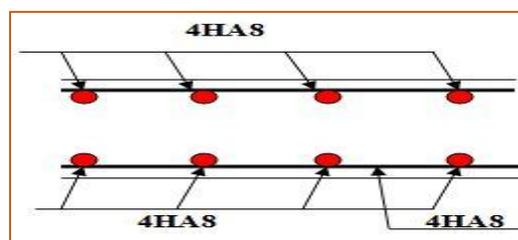


Figure III.12 Schémas de ferrillage des balcons sur 2 appuis.

III.3.5 Dalle sur 4 appuis partie commerciale :

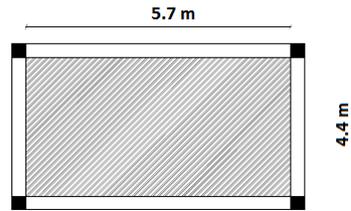


Figure III.13 : Dalle sur 4 appuis partie commerciale.

III.3.5.1 Sollicitations

Tableau III.31 : Evaluation des charges dans la dalle

Lx (m)	Ly(m)	ρ	G (KN*m)	Q (KN*m)	pu (KN*m)	Ps (KN*m)
4.4	5.7	0.77	6.31	5	16.01	11.31

III.3.5.2 Ferrailage

➤ A L'ELU

Tableau III.32 : Les résultats de ferrailage

Type de Dalle	Sens	M(KN*m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	13.86	0.0579	0.074	0.126	3.15	1.33	3.93	20
	y-y	7.54	0.0314	0.040	0.127	1.69	1.2	2.01	25
Appui	x-x	2.77	0,011	0.0145	0.129	0.616	1.33	2.01	25

➤ On choisit :

- **5HA10** en travée sens **x-x**
- **4HA8** en travée sens **y-y**
- **4HA8** en appui

III.3.5.3 Vérifications

Tableau III.33 : Vérification de l'effort tranchant

Sens	Vu (KN)	τ_u (MPA)	$0,07f_c28/\gamma_b$
x-x	23.49	0.243	1,16
y-y	32.93	0.243	1,16

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ A L'ELS

Tableau III.34 : Vérification des contraintes de béton

Sens	Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σ_{bc} (MPA)	σ_{adm} (MPA)	observation	
Travée	x-x	10.85	0.03369	0,0000674	5.42	15	Vérifiée
	y-y	7.28	0.02514	0,0000384	4.76	15	Vérifiée
Appui	x-x	2.17	0.02514	0,0000384	1.419	15	Vérifiée

Tableau III.35 : Vérification des contraintes d'acier

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σ_{st} (MPA)	σ_{adm} (MPA)	observation
Travée	x-x	10.85	0.03369	0,0000674	232.56	201,66	non Vérifiée
	y-y	7.28	0.02514	0,0000384	297.96	201,66	non Vérifiée
Appui	x-x	2.17	0.02514	0,0000384	88.81	201,66	Vérifiée

Condition n'est pas vérifiée on augmente la section d'acier

- 5HA12 en travée sens x-x
- 5HA10 en travée sens y-y
- 4HA8 en appui

Tableau III.36 : Vérification des contraintes

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I(m4)	σ_{st} (MPA)	σ_{adm} (MPA)	observation
Travée	x-x	10.85	0.03922	0,0000899	164.31	201,66	Vérifiée
	y-y	7.28	0.03059	0,0000560	193.62	201,66	Vérifiée
Appui	x-x	2.17	0.02514	0,0000384	88.81	201,66	Vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x

$$e/L_x = 0.15/4.4 = 0,034 > \max [3/80 ; M_t/20M_0] = 0,042$$

Condition non vérifiée

$$A_s/bd = 0,003 \leq 2/f_e = 0,005$$

Condition vérifiée

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

Tableau III.37 : Vérification de la flèche

Sens	L(m)	M _{jser} (KN*m)	M _{gser} (KN*m)	M _{pser} (KN*m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
x-x	4.4	3.245	5.460	9.787	4.87	8.8
y-y	5.7	1.76	2.970	5.324	2.89	10.7

La flèche est vérifiée.

III.3.5.4 Schémas de ferrailage

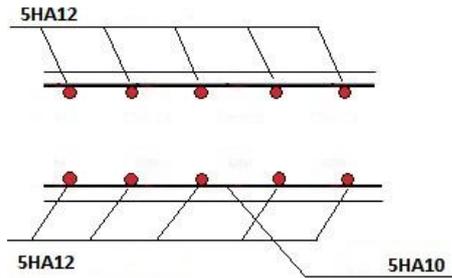


Figure III.14 : schéma de ferrailage de la dalle partie commerciale.

III.4 Acrotère

L’acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l’accrochage des matériaux de travaux d’entretien des bâtiments. L’acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l’acrotère sera calculé en flexion composée

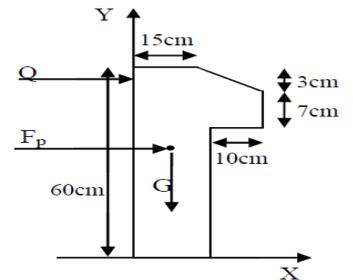


Figure III.15 acrotère

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges

$$S_{acre} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + (3 \times 10/2) = 0.0985 \text{ m}^2.$$

La charge d’exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l’acrotère.

G : poids d’un mètre linéaire de l’acrotère

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant

Tableau III.38 : Charges revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1

La force sismique

D’après le RPA99, l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{RPA99 (article 6.2.3)}$$

Avec

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4 .1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l’élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d’usage 2 et Zone **IIa (Bejaia)**.

$$\text{Donc } A=0,15 \quad C_p=0,8 \quad W_p=2,6225$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,6225 \rightarrow F_p = 1,2588 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité de la section G(X_g ; Y)

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 0.213 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 0.284 \text{ m}$$

L’acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.6225 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_g = 0.3575 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Tableau III.39 : Combinaisons d’actions acrotère.

Sollicitations	RPA 99	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = M_u / N_u = 0,365 \text{ m}$$

$$h/6 = 0.6/6 = 0,1 \text{ m}$$

$e_0 > h/6$ Le centre de pression se trouve à l’extérieur de la section et N_u est un effort de Compression donc la section est partiellement comprimée,

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e_0$ Les Éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l’état limite ultime déstabilité de forme (flambement).

On remplace l’excentricité réelle ($e = M_u / N_u$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e₀: Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant L’application des excentricités additionnelles définis ci-après

e_a: Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e₂: Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; h/250) = 2\text{ cm}$$

$$e_2 = 3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha) / h_0 \times 10^4$$

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge

Considérée, il est généralement prise égale à 2

l_f : la longueur de fléchissement $l_f = 2 \times h = 1,2\text{m}$

$$\alpha = M_G / (M_G + M_Q) = 0$$

$$e_2 = 3 \times 1,2^2 \times (2 + 2 \times 0) / 0,15 \times 10^4 = 0,00576\text{m}$$

$$D'où e = 0,365 + 0,02 + 0,00576 = 0,39076\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent

$$N_u = 3,54\text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,54 \times 0,39076 = 1,383\text{ KN}\cdot\text{m}$$

III.4.2 : Ferrailage de l'acrotère

❖ Calcul à l'ELU

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_F = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1,380 + 3,54(0,12 - 0,15/2) = 1,5393\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,0015396}{1 \times 0,12^2 \times 14,20} = 0,00627 < 0,3916 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,081$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,092(1 - 0,4 \times 0,081) = 0,116\text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M^x}{z \times f_{st}} = \frac{0,0015396}{0,116 \times 348} = 0,38\text{cm}^2$$

Donc la section à la flexion composée sera

$$A_s = A - N_u / f_{st} = 0,38 \times 10^{-4} - 3,54 \times 10^{-3} / 348 = 0,27\text{cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELU

➤ La condition de non fragilité

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1) / 400 = 1,44\text{cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01\text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

➤ Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1,2588 + 1 = 2,2588\text{KN}$$

$$\tau_u = V_u / b d = 2,2588 \times 10^{-3} / (1 + 0,8) = 0,0187\text{ MPA}$$

$$\tau_u < \text{Min}(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{ MPA}) \tau_u < \text{min}(2,5 ; 4)\text{ MPA} = 2,5\text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement**

1. Armatures principale : $St \leq 100/3 = 33,3$ cm. On adopte $St = 30$ cm.
2. Armatures de répartitions : $St \leq 70/3 = 23.33$ cm. On adopte $St = 20$ cm

❖ **Vérification a l'ELS**

$d = 0.12$ m ; $N_{ser} = 2.6225$ KN ; $M_{ser} = Q \times h = M_{ser} = 0.6$ KN.m; $\eta = 1.6$ pour les HR

➤ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = \min (2/3f_e, 150 \times \eta) \rightarrow \sigma_{st} = 240 \text{ Mpa}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b$$

$$p = -3 \times (-0,153)^2 + 9 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0,12 + 0,153}{1} \Rightarrow p = - 0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0,153)^3 + 9 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0,12 + 0,153)^2 / 1 \Rightarrow q = 0,0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = by^2/2 - 15A(d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 2,6225 \times 10^{-3} / 0,0135 \times 0,1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0313 \text{ MPA} < \sigma_{adm}^-$$

➤ **Schéma de ferrailage de l'acrotère :**

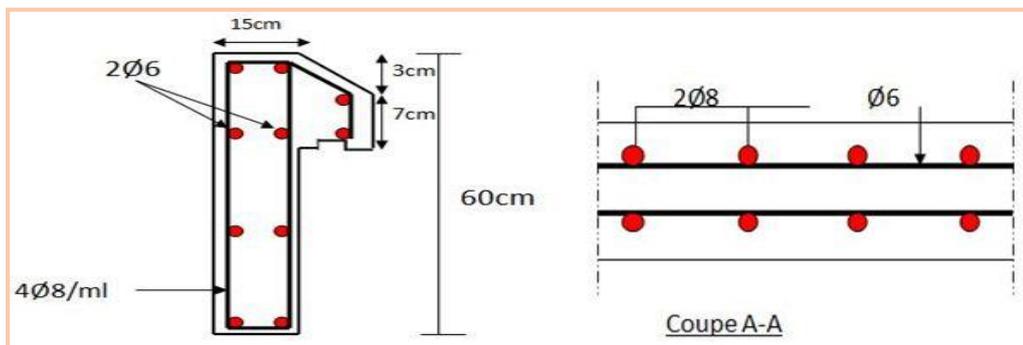


Figure III.16 Ferrailage de l'acrotère

III.5 L'ascenseur

III.5.1 Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes.

- ✓ $l=1.90$
- ✓ $L=2.20$ m
- ✓ $H=2.20$ m
- ✓ $PM=15$ KN
- ✓ $DM=43$ KN
- ✓ $P_{personnes}=4,5$ KN
- ✓ $F_c=50$ KN
- ✓ $v = 0,63$ m/s

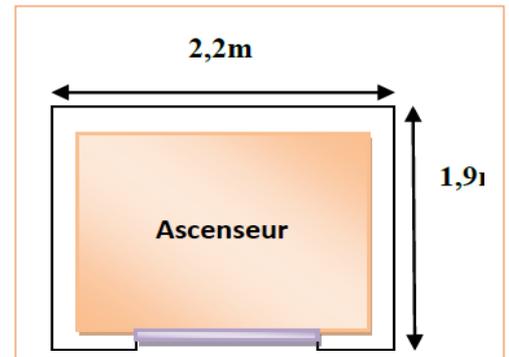


Figure III.17 ascenseur.

Avec : **l**, **L**, **H** sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : La charge due a la cuvette

PM : Charge due à l'ascenseur

DM : charge due à la salle des machines

P_{personnes}:la charge nominale

V : vitesse de levage

III.5.2 Etude de la dalle pleine de la locale machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a

$$\frac{l_x}{40} \leq e \leq \frac{l_x}{45} \text{ avec } l_y = 220 \text{ cm} \quad \text{et } l_x = 190 \text{ cm}$$

$$\frac{190}{40} \leq e \leq \frac{190}{45} \Rightarrow 3,8 \leq e \leq 4,75 \text{ cm} \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h₀=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

a_0 U → Dimensions suivant le sens x - x

b_0 V → Dimensions suivant le sens y - y

Avec

$$(a_0 \times b_0) : \text{surface de charge} = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

h : Espacement du revêtement (5cm)

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

$$\begin{cases} U = 110\text{cm} \\ V = 110\text{cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 190\text{cm} \\ l_y = 220\text{cm} \end{cases}$$

III.5.3 Evaluation des charges et surcharges

- _ G1 = 25*0,15 = 3,75 KN/m²
- _ G2 = 22*0,05 = 1,1 KN/m²
- _ G3 = Fc/s = 50/4,18 = poids propre de la dalle et de revêtement 11,96 KN/m²
- Gtot = G1+G2+G3=16,81 KN/m²
- Qexp = 1 KN/m²

❖ A L'ELU

Tableau III.40 : Calcul des sollicitations

qu	ρ	μx	μy	M0x	M0y	Mtx	Mty	Max	May
24,1935	0,86	0,0496	0,7052	4,33	3,05	3,6805	2,5925	2,165	2,165

Evaluation des moments sous charge concentrée

Mx, My sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_y = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

M1 et M2: données par l'abaque de **PIGEAUD**..... [ANNEXE I]

$$U/l_x = 110/190 = 0,578 \quad \rho = l_x/l_y = 0,86 \quad V/l_y = 110/220 = 0,5$$

$$D'où \quad M_1 = 0,089 \quad M_2 = 0,073$$

$$\text{On a } G = \Delta m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 4,5 = 62,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times G \Rightarrow q_u = 84,375 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 84,375 \times 0,089 = 7,51 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 84,375 \times 0,073 = 6,16 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Les moments réels

$$\begin{cases} M_{x1} = 0,85 \times 7,51 = 6,38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{y1} = 0,85 \times 6,16 = 5,236 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{x1} = 0,5 \times 7,51 = 3,755 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

M₂^x et M₂^y du système

La superposition des moments donne

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_2^x = 6,38 + 3,68 = 10,06 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y = M_{y1} + M_2^y = 5,236 + 2,59 = 7,82 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$M_a = 3,755 + 2,165 = 5,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.5.4 Ferrailage de la dalle

Tableau III.41 : Calcul des sollicitations

1er Type de dalle	sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
En travée	x-x	10,06	0,071	0,092	0,096	3	1,10	4HA12=4,52	25
	y-y	7,82	0,055	0,071	0,097	2,31	1,04	4HA12=4,52	25
En appuis	x-x	5,92	0,0417	0,053	0,097	1,73	1,10	4HA10=3,14	25

➤ Vérification au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_c \cdot 28 / \gamma_b$$

Avec

P_u: La charge de calcul à l'état ultime

U_c: Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$Q_u = 84,37 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,40 \times 0,15 \times 25000 / 1,5 = 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = V^{\max} / b \cdot d \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$$

$$\text{On a } U = V = 1,10 \text{ m} \Rightarrow V^U = Q_u / 3 \times U \Rightarrow V^U = 84,37 / 3 \times 1,1 = 25,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 25,56 \times 10^{-3} / 1 \times 0,13 = 0,196 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,196 \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

➤ Calcul à l'ELS

Tableau III.42 : les sollicitations a l'ELS

			Charge concentrée			Charge repartie				Superposition des moments	
v	M1	M2	Qs	Mx1	My1	ρ	qs	Mx2	My2	Mx	My
0.2	0,089	0,073	62,5	3,639	2,886	0,86	17,81	5,56	4,56	9,19	7,446

Tableau III.43 : Les moments corrigé à l'ELS

Mtx (KN*m)	Mty (KN*m)	Ma (KN*m)
7,8115	6,329	4,602

Sens x-x :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s x y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

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

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s \times y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$$

▪ **En appuis**

Sens x-x :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s \times y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 4,07 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,00007654 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 2,447 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Sens x-x

$$e/l = 0,1 \geq \max [3/80 ; Mt/20] = 0,0424 \text{ condition vérifier}$$

$$A_s / b \times d = 4,52 \times 10^{-4} / 1 \times 0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

Sens y-y

$$e/l = 0,1 \geq \max [3/80 ; Mt/20] = 0,0424 \text{ condition vérifier}$$

$$A_s / b \times d = 4,52 \times 10^{-4} / 1 \times 0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifier

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage**

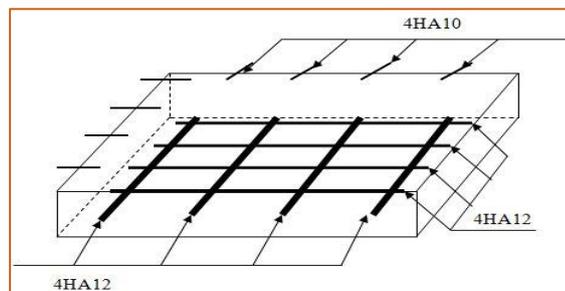


Figure III.18 Schéma de ferrailage ascenseur

III.5.5 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (220×190 et e=15cm)

Poids propre de la dalle et de revêtement = 3,75 KN/m²

Poids propre de l'ascenseur = 16,81 KN/m²

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 3,75 + 16,81 = 20,56 \text{ KN/m}^2$$

$$p^{\text{tot}} = 1,35 \times 20,56 = 27,756 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = l_x/l_y = 0,86 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Evaluation des moments à l'ELU

$$M_0^x = \mu x \times p^{\text{tot}} \times l_x^2 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu y \times M_0^x = 3,50 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -0,5 \times M_0^x = -2,48 \text{ KN.m}$$

$$M^x = 0,85 \times M_0^x = 4,21 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 0,85 \times M_0^y = 2,98 \text{ KN.m}$$

III.5.5.1 Ferrailage

Tableau III.44 : Ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

2eme Type de dalle	sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
En travée	x-x	4,21	0,020	0,026	0,118	1,022	1,28	4HA8	25
	y-y	2,98	0,014	0,018	0,119	0,71	1,20	4HA8	25
En appuis	x-x	2,48	0,012	0,015	0,119	0,59	1,23	4HA8	25

➤ Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.45 : Vérification de l'effort tranchant

Vu(KN)	τ_u (MPa)	$0,07f_c28/\gamma_b$
17,57	0,157	1,16

Tableau III.46 : Vérification des contraintes de béton

Sens	Mser(KN*m)	Y(m)	I (m4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation	
Travée	x-x	3,57	0,024	0,0000323	2,10	15	Vérifiée
	y-y	2,83	0,024	0,0000323	2,10	15	Vérifiée
Appui	x-x	2,1	0,019	0,0000206	1,53	15	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation

Sens x-x

$$e/l = 0,1 \geq \max [3/80 ; M_t/20] = 0,0424 \text{ condition vérifier}$$

$$A_s / b*d = 4,52 * 10^{-4} / 1*0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifiée

Sens y-y

$$e/l = 0,1 \geq \max [3/80 ; M_t/20] = 0,0424 \text{ condition vérifier}$$

$$A_s / b*d = 4,52 * 10^{-4} / 1*0,13 = 0,00347 \leq 2/fe = 2/400 = 0,005$$

condition vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schéma de ferrailage :

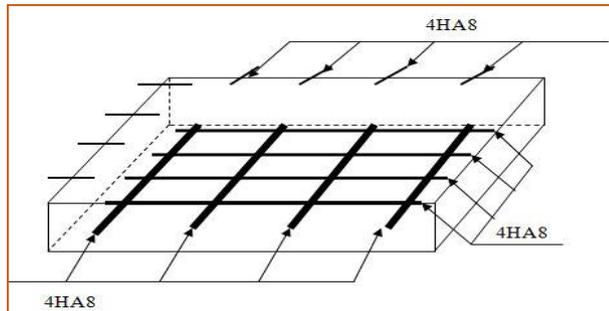


Figure III.19 : ferrailages de la dalle au-dessous de l'ascenseur

III.6 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : la hauteur du palier ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

L_v : longueur de la volée ;

L_p : longueur du palier départ ;

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

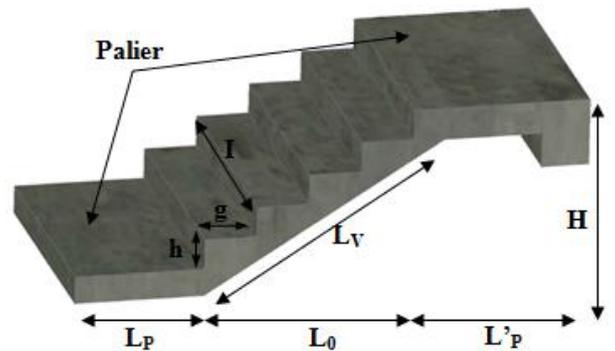


Figure III.20 Illustration d'un escalier.

III.6.1 Dimensionnement des escaliers

Dans notre cas on a un seul type d'escalier :

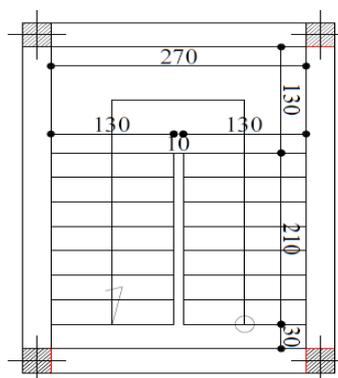


Figure III.21 : Vue en plan d'un escalier droit à deux volées.

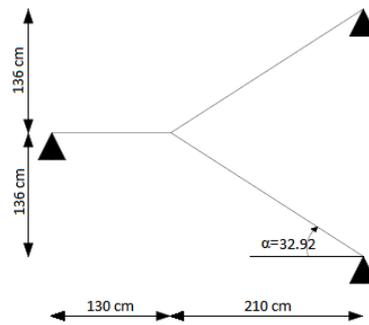


Figure III.22 : Schéma d'escalier droit à deux volées.

- Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :
 - la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm
 - la largeur g se situe entre 25 et 32 cm
 - La formule empirique de BLONDEL: $60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$

Avec :

- $h = \frac{H}{n}$ n : nombre de contre marche.
- $g = \frac{L}{n - 1}$ H : hauteur de la volée.
- L : longueur de la volée.

On fixant la hauteur des contre marches h à 17cm, nous aurons le nombre de contre marche égal à :

➤ **Pour étage courant :**

Hauteur : 2.72 m

Hauteur de la volée : 1.36m.

Le nombre des contre marches est :

$$n = \frac{272}{17} = 16 \text{ contre marches}$$

Pour la volée : $n = 8$ contre marches pour la volée.

Donc on aura : $n-1 = 7$ marches pour la volée.

$$\text{On a : } g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 60 \text{ cm} \leq 64\text{cm} \leq 65\text{cm}$$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

• **Angle de raccordement α :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{136}{210} \right) = 32.92^\circ \text{D'où : } \alpha = 32.92^\circ$$

• **Epaisseur de la pailasse (e) :**

$$L = L_{pt} + L_v = L_{pt} + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.30 + \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} = 3.80 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{380}{30} \leq e \leq \frac{380}{20} \Rightarrow 12.66 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$$

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

La volée $\begin{cases} G_{\text{volée}} = 8,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{volée}} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Le palier $\begin{cases} G_{\text{palier}} = 5,31 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

• A l'ELU

$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.56) + (1.5 \times 2.5) = 15.306 \text{ KN/ml.}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 2.5) = 10.91 \text{ KN/ml.}$

• A l'ELS

$q_v = G_v + Q_v = 8.56 + 2.5 = 11.06 \text{ KN/m}$

$q_p = G_p + Q_p = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/m}$

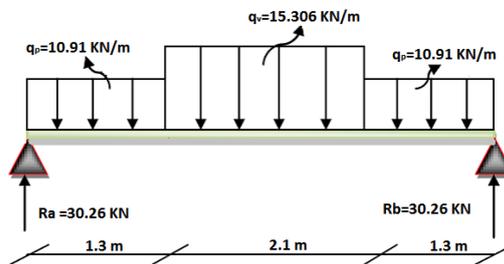


Figure III.23 surcharge sur l'escalier

III.6.2 Les sollicitations

• A l'ELU

La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux

$R_A = 30.26 \text{ KN}$

$R_B = 30.26 \text{ KN}$

Moments fléchissant

Tronçon 1 : $0 < x < 1.3 \text{ m}$

$M = -5.455x^2 + 30.26x$

$T = -30.26 + 10.91x$

Pour $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN.m.}$

$T = -30.26 \text{ KN.}$

Pour $x=1.3 \rightarrow M=30.11 \text{ KN.m}$

$T = -16.07 \text{ KN}$

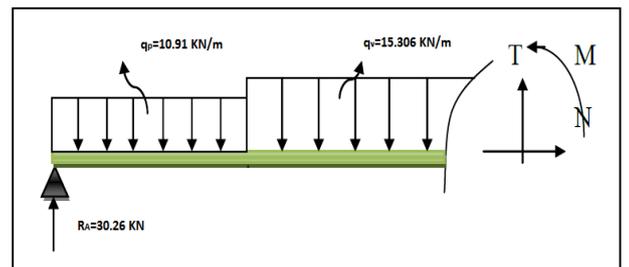
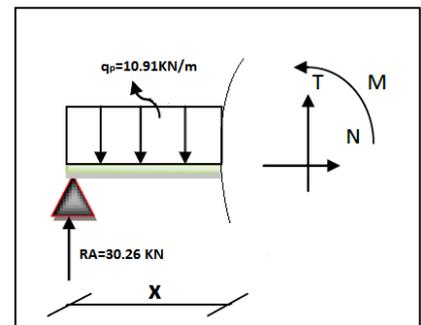
Tronçon 2: $1.3 \text{ m} < x < 3.4 \text{ m}$

$T = 15,306x - 35.97$

$M = 7.828x^2 - 35.97x + 3.712$

Pour $x = 1.3 \rightarrow M = -29.81 \text{ KN.m}$

$T = -16.07 \text{ KN}$



Pour $x = 3.4 \rightarrow M = -28.09 \text{ KN.m}$

$$T = 16.070 \text{ KN}$$

Calcul M^{\max}

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 38.55 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 30.26 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels

$$M_a = -0.5M^{\max} = -0.5 \times 38.55 \times = -19.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75M^{\max} = 0.75 \times 21.45 = 28.91 \text{ KN.m.}$$

III.6.3 Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont $S = (b \cdot h)$ avec ($b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$)

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.47 : Ferrailage d'escalier

Elément	Moment (KN*m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	28.91	0,120	0,161	0,121	6.83	7.70 (5HA14)
appui	19.27	0,080	0,105	0,124	4.45	5.65 (5HA12)

Armatures de répartition

$$\text{En travée } A \geq A^t / 4 = 1.925 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis } A \geq A^a / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.6.4 Les Vérifications

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_t / f_e$$

$$A_t = 9.625 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

- **Vérification des espacements**

– Armatures principales $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau = T^{max}/b \times d = 0,23 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA}$ Condition vérifiée

$V^{max} \leq 0,276 \times a \times b \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d = 0,117$

$V^{max} = 0,0322 \leq 0,084$ Condition vérifiée

• **Vérification de la section à l'ELS**

Tableau III.48 : Les sollicitations à ELS dans l'escalier (Type1)

	Ra (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN*m)	M _t ^{max} (KN*m)	M _a ^{max} (KN*m)
ELS	21.76	21.76	27.79	23.62	-11.11

• **Etat limite de compression du béton**

Tableau III.49 : Vérification des contraintes

	Mser(KN*m)	Y(m)	I* ^{10⁻⁴} (m ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{adm} (MPA)	σ _{bc} < σ _{adm}
Travée	23.62	0.044	1.138	9.227	15	Vérifiée
appui	11.11	0,032	0.7545	5.267	15	Vérifiée

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

$e/l = 0,15/4 = 0,0375 \geq \max [3/80 ; M_t/M_0 \times 20] = 0,0424$ condition vérifiée

$A_s/b \times d = 7.70 \times 10^{-4} / 1 \times 0,13 = 0,0059 \geq 2/fe = 2/400 = 0,005$ condition non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.50 : Evaluation de la flèche dans l'escalier

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.7	7.7	13.003	17.756	23.624	14515	68400
Y(cm)	If _{ji} (cm ⁴)	If _{gi} (cm ⁴)	If _{pi} (cm ⁴)	If _{gv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
0,05	27374,6	25701,4	23828,8	42372,6	0.270	0.94

La flèche est vérifiée.

III.6.5 Schéma de ferrailage

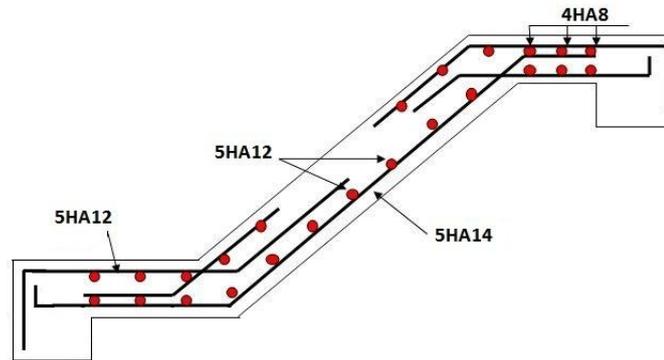


Figure III.24 Ferrailage d'escalier

III.7 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

III.7.1 Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 20.66 \leq h \leq 31$$

Condition de la flèche :

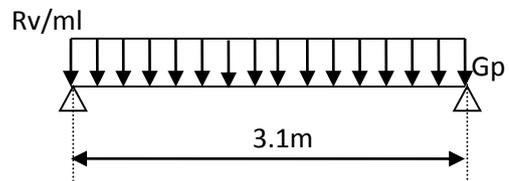


Figure III.25 : Schéma statique de la poutre palière.

D'après le RPA99 addenda 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

Les charges revenant à la poutre palière sont :

$$\text{Poids propre : } G = 25 \times 0.30 \times 0.30 \Rightarrow G = 2.25 \text{ KN / ml}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$\text{À L'ELU : } R_b = 30.26 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{À L'ELS : } R_b = 21.766 \text{ KN / ml.}$$

III.7.2 Calcul des sollicitations

- A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 2.25 + 30.26 = 33.29 \text{ KN / ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33.29 \times 3.10^2}{8} = 39.99 \text{ KN .m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 39.99 = 33.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 \times 39.99 = -15.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 33.29 \times \frac{3.10}{2} = 51.61 \text{ KN}$$

• A I ELS

$$q_s = 24 .016 \text{ KN / ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{24 .016 \times 3 .10^2}{8} = 28 .84 \text{ KN .m}$$

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 28.84 = 24.52 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = -0.4 \times 28 .84 = -11 .53 \text{ KN .m}$

a) Calcul d’armature à la flexion :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.51 : ferrailage longitudinal en travée et en appui.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)
Travée	33.99	0.102	0.134	0.264	3.68
Appuis	15.99	0.048	0.061	0.273	1.68

• Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

b) Calcul d’armature à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmise par la volée c’est le moment d’appui

$$M_{tor} = -M_a = 15.99 \text{ KN.m}$$

Le noyau d’une section pleine ne joue aucun rôle dans l’état limite de torsion d’après les expériences, pour cela on va considérer une section creuse équivalente d’épaisseur :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots CBA93(Article.5.4.3.)$$

U : périmètre de Ω

Ω : Air de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

A_1 : section d’acier

$$\Omega = (b - e)(h - e) \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2[(b-e)+(h-e)] = 2[(30-5)+(30-5)] = 100 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{1 \times 15.99}{2 \times 0.0625 \times 348} \times 10^{-3} = 3.67 \text{ cm}^2$$

Tenant compte des aciers de flexion : $A_{Tot} = A_s + \frac{A_{torsion}}{2}$

c) choix des armatures :

▪ En travée

$$A^t = 3.68 + \frac{3.67}{2} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 1.68 + \frac{3.67}{2} = 3.51 \text{ cm}^2$$

Tableau.III.52 : Ferrailage longitudinal de la poutre palière.

Section	Flexion	Torsion	$A_{Tot} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	Barres	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	3.68	3.67	5.51	5.65	5T12	1.01
Appuis	1.68	3.67	3.51	4.62	3T14	1.01

d) Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = M_{tor} / (2 \times \Omega \times e)$ CBA(Article 5.4.2.1.

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.99 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_v = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_v = 3.33 \text{ MPa}$ vérifiée.

III.7.3 Ferrailage :

➤ les armatures transversales.

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

• flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

• torsion:

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tu} \times S_t \times y_s}{2 \times \Omega \times f_e} = A_t = \frac{15.99 \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} \times 10^{-3} = 0.55 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_t = 1.35 + 0.55 = 1.9 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 = 2.01 cm²

III.7.4 Vérification

➤ Vérification de d'état limite de compression de béton

• En travée :

$$M_{ser} = 24.52 \text{ KN.m}, d = 28 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, A_a = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

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

$$\Rightarrow y = 9.29 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 32277 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.06 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 7.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

En appuis :

$$M_{\text{aser}} = 11.53 \text{ KN.m, } d = 28 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm, } A_a = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

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

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

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

$$\Rightarrow y = 7.03 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = 19041 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.26 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 4.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Tableau III.53 : Vérification de la flèche pour la poutre palière.

	$\frac{h}{l} > \frac{1}{14}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c}$
Poutre palière (30*30)	0.09 > 0.07	0.09 > 0.085	0.0016 < 0.01

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

III.7.5 Schéma de ferrailage de la poutre palière :

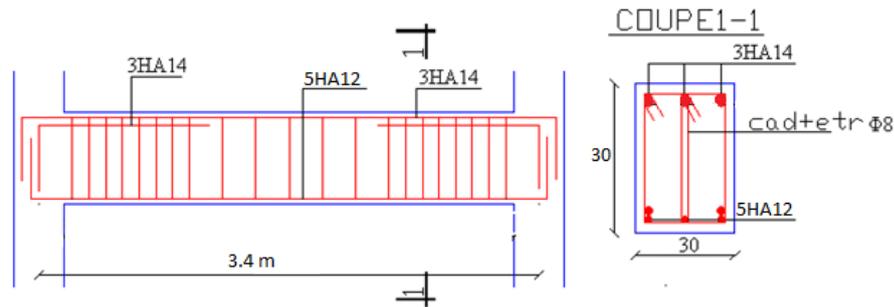


Figure III.26 : Schémas de ferrailage de la poutre palière

III.8 Etude de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînages, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé, qui sert d'appuis pour les poutrelles au dernier niveau (terrasse inaccessible).

III.8.1 Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$l_{\max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm} = 5.70 \text{ m}$$

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

III.8.2 Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.45 \times 0.3 = 3.375 \text{ KN/m}$
- Poids de l'acrotère : $G_a = 0.0985 \times 25 = 2.46 \text{ KN/m}$

$$D'où : \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_a) = 7.877 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_a) = 5.835 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.877 \times (6)^2}{8} = 35.44 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{7.877 \times 6}{2} = 23.63 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.835 \times (6)^2}{8} = 26.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Correction des moments

$$ELU : \begin{cases} M_u^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 35.44 = 30.12 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.3 \times M_u = -0.3 \times 35.44 = -10.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_s^t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 26.26 = 22.32 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 26.26 = -7.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.8.3 Ferrailage de la poutre de chaînage.

Tableau III.54 : Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{choisis}$ (cm ²)
En travée	30.12	0.038	0.049	0.42	2.06	1.55	3HA12 = 3.39
En appui	-10.63	0.013	0.017	0.42	0.71	1.55	3HA10 = 2.36

III.8.4 Vérifications

- Vérification à l'ELU :
- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.63 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.43} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\emptyset 8$ + une épingle de $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELS :
- Vérification de la contrainte dans le béton :

On a :

$$\begin{cases} M_t^s = 22.32 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -7.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.55 : Tableau de vérification des contraintes.

Endroit	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	22.32	9.34	67667	3.08	15	vérifiée
En appui	-7.88	9.34	67667	1.088	15	vérifiée

- Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8\text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.075 \leq 0.084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ 0.00262 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 6 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.56 : Tableau récapitulatif de la vérification de flèche

Poutre de chaînage	résultats
L(m)	6
q_{jser} (KN/m)	2.193
q_{gser} (KN/m)	3.79
q_{pser} (KN/m)	3.79
M_{jser} (KN.m)	8.38
M_{gser} (KN.m)	14.49
M_{pser} (KN.m)	14.49
I (cm ⁴)	65287
I_0 (cm ⁴)	24840.7
ρ	0.00262
λ_i	7.99
λ_v	3.19
σ_{st}^j (MPa)	62.64
σ_{st}^g (MPa)	108.25
σ_{st}^p (MPa)	108.25
μ_j	0
μ_g	0
μ_p	0
I_{fj} (cm ⁴)	27324.7
I_{fg} (cm ⁴)	27324.7
I_{fp} (cm ⁴)	27324.7
$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	27324.7
f_{ji} (cm)	0.34
f_{gi} (cm)	1.76
f_{pi} (cm)	0.588
f_{gv} (cm)	1.16
Δ_{ft} (cm)	1.42
f_{adm} (cm)	11
Obs	Vérifiée

III.8.5 Schéma de ferrailage

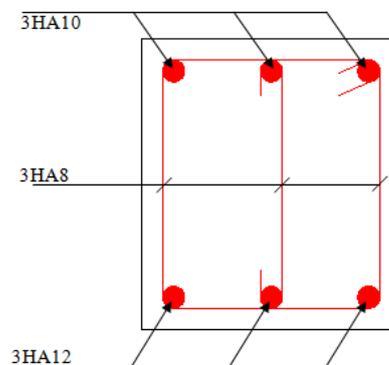


Figure III.27 Ferrailage de la poutre de chaînage

III.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles.

Le plancher du RDC côté commerciale est réalisé en dalle pleine ainsi que les balcons.

Ces dalles pleines ont fait l'objet d'étude dans ce chapitre.

Nous nous sommes ensuite intéressés à l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée.

Un ferrailage adéquat a été adopté, ainsi que l'ascenseur.

Dans notre structure, nous avons un seul type d'escaliers qui a été étudié et ferrillé.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces ou des déplacements. Les forces additionnelles d'inertie de la deuxième loi de NEWTON, sont égales à la masse multipliée par l'accélération. Si les forces ou les déplacements sont appliqués lentement, les forces d'inertie peuvent être négligées, et une analyse statique peut être justifiée.

De plus toutes les structures réelles ont un nombre infini de déplacements, c'est pourquoi la phase la plus critique dans l'analyse d'une structure est de choisir un modèle avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

IV.2.Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

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

IV.2.1Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**)

De calculer la structure par une méthode-pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

IV2.1.1.Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement

Dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule

$$V_{st} = A * D * Q * W / R \quad \text{RPA formule (4.1)}$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**, il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage de bâtiment
 - ✓ Groupe d'usage : groupe 2
 - ✓ Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$ **RPA Tableau(4,1)**
- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de Contreventement, dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5** **RPA99 (Tableau4.3)**

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivant

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec **Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

Tableau IV-1 Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Observée	Pq /xx	Observé	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05	Oui	0,05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0,1	Oui	0,1

$$Q_{xx} = 1 + (0,05+0,05+0,1) = 1,20$$

$$Q_{yy} = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05+0,1) = 1,25$$

- **W**: poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$$\beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation et commercial} \Rightarrow W = 49044,32 \text{ KN}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la

Période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction

D'amortissement (η)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA Formule (4.2).}$$

T2: Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol est de type argile limoneuse sableuses beiges plus au moins graveleuse, donc du **RPA 99 (Tableau3-2)** de classification des sites on trouve que ces

Caractéristiques correspondent à un site de catégorie S2, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ s} \\ T2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = (7/(2 + \zeta))^{1/2}$$

Où ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages

Pour une construction mixte :

$$\text{On prend } \zeta = (7 + 10)/2 = 8,5\%$$

$$\text{Donc } \eta = (7/(2 + 8,5))^{1/2} = 0,816 > 0,7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_n = 27,38 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas $C_T = 0,05$

$$T_c = 0,05 * 27,38^{3/4} = 0,59 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante

$$T_{x,y} = 0,09 * h_n / (L_{x,y})^{1/2} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 36,40 \text{ m} \quad L_y = 15,3 \text{ m}$$

$$T_x = 0,41 \text{ s} \quad T_y = 0,62 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x ; T_c) = 0,41 \text{ s} > T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y ; T_c) = 0,62 \text{ s} > T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$\text{Donc } D_x = 2,5 * 0,816 * (0,4/0,41)^{2/3} = 2,00$$

$$D_y = 2,5 * 0,816 * (0,4/0,62)^{2/3} = 1,52$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$T_x = 0,41 * 1,3 = 0,533 \text{ s}$$

$$T_y = 0,62 * 1,3 = 0,806 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0,15 \times 2,0 \times 1,20}{5} \times 49044,32 = 3243,19 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,52 \times 1,25}{5} \times 49044,32 = 2795,52 \text{ KN}$$

IV.2.2.Méthode dynamique modale spectrale

Le comportement d'une structure sous l'action des charges dynamiques est étudié en précisant la méthodologie de calcul de cette structure d'une manière relativement simple. Pour notre étude, on va utiliser la méthode spectrale qui cherche 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 sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure calcul suivante **RPA [Art.4.3]**

IV.2.2.1.Spectre de réponse de calcul

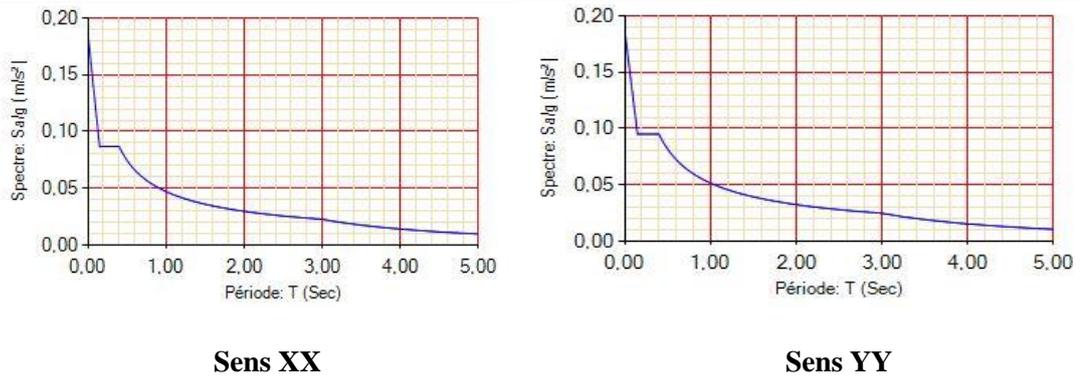


Figure IV-1 Graphes du spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4**)

Tableau IV-2 Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

IV.2.2.2.Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

- D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

- D'après l'article 4.2.4 les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ETABS (2016) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
- 3. D'après l'article 4.3.4 le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3.Modalisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est l'**ETABS (2016)**

IV.3.1.Disposition des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

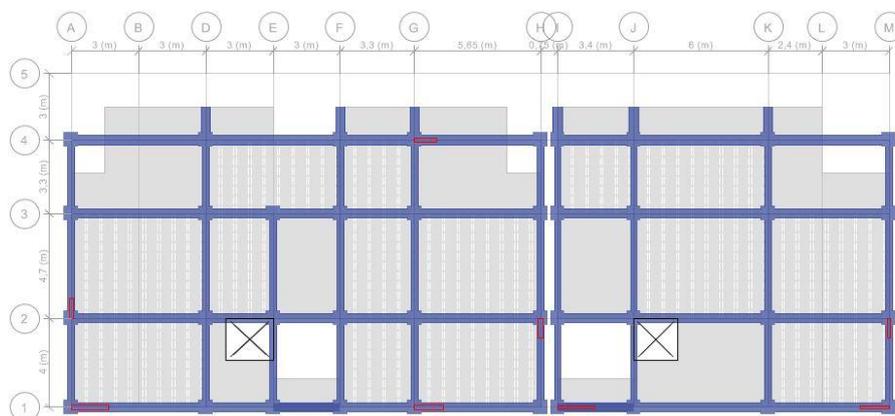


Figure IV-2 Disposition des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure

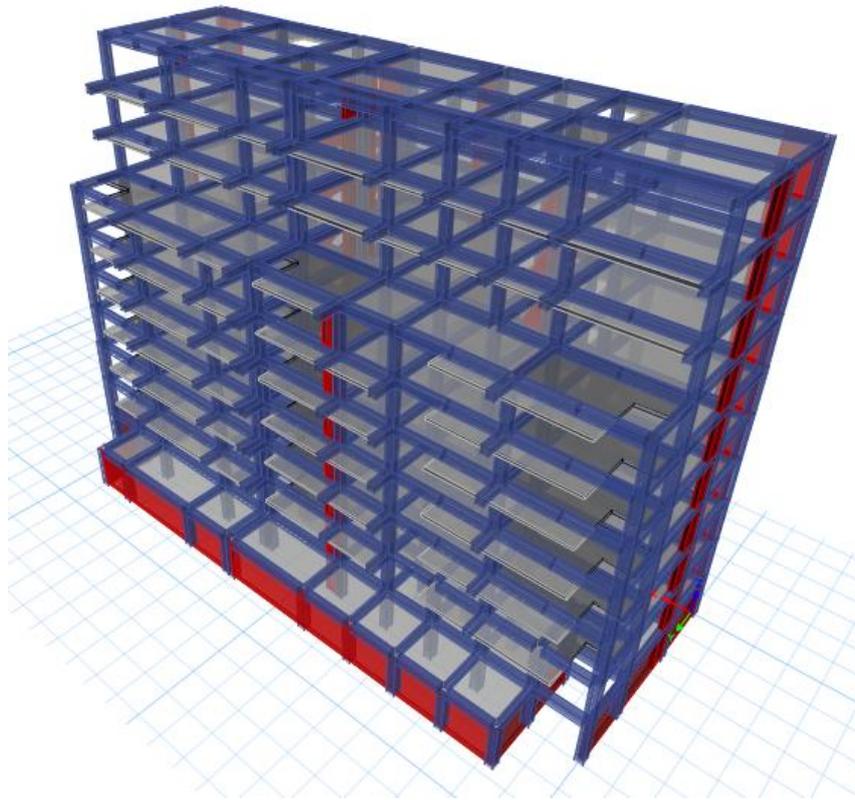


Figure IV-3 Vue en 3D (ETABS 2016)

Mode 01 :(Translation suivant Y)

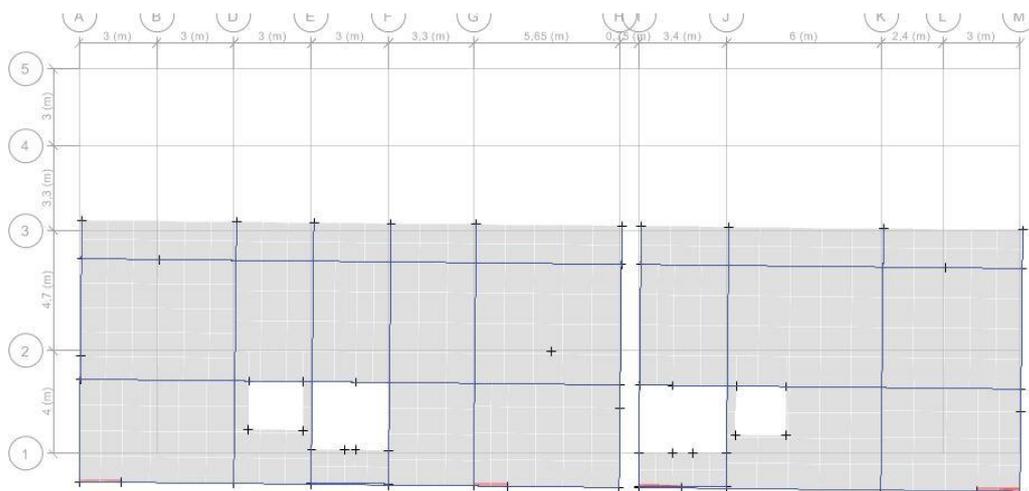


Figure IV-4 Vue en en plan du déplacement selon Y-Y

Mode 02 :(Torsion selon Z)

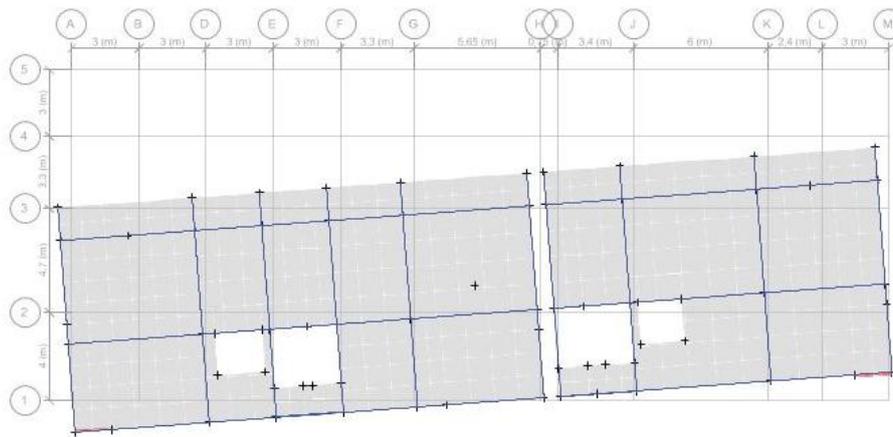


Figure IV-5 Vue en en plan du déplacement selon Z-Z

Mode 03 :(Translation selon X)

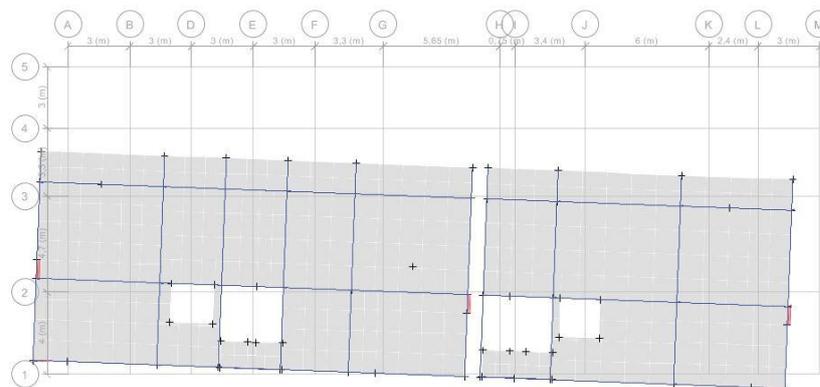


Figure IV-6 Vue en en plan du déplacement selon X-X

IV.3.2.Résultats obtenus

IV.3.2.1. Périodes de vibration et participation massique

Tableau IV-3 Modes et périodes de vibration et le taux de participation massique

Mode	Période	Masse modale		Masse cumulée	
	sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode1	0,846	0,001	0,7014	0,001	0,7014
Mode2	0,776	0,0638	0,0066	0,0648	0,708
Mode3	0,702	0,6309	0,0001	0,6957	0,7081
Mode4	0,308	0,0022	0,1064	0,6978	0,8145
Mode5	0,297	0,03	0,0079	0,7278	0,8224
Mode6	0,242	0,0956	3,321E-06	0,8234	0,8224
Mode7	0,173	0,0003	0,0607	0,8237	0,8831
Mode8	0,164	0,0212	0,001	0,8448	0,8841
Mode9	0,129	0,045	0,00001365	0,8898	0,8842
Mode10	0,113	0,0001	0,0324	0,89	0,9166
Mode11	0,108	0,0004	0,0005	0,8904	0,9171
Mode12	0,106	0,0108	0,0004	0,9012	0,9175

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences de RPA sont vérifiées.

IV3.2.2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

▪ **Sous charge verticale**

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

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

Tableau IV-4 Vérification sous charges verticales

Niveau	CHARGE REPRISE (KN)		CHARGE REPRISE (%)	
	Portique	voile	Portique	voile
Entresol	-46364,4181	-6042,3467	88,4702925	11,5297075
RDC	-39686,9589	-9213,3657	81,1588864	18,8411136
Etage 1	-34444,8265	-4404,3185	88,6630233	11,3369767
Etage 2	-29237,6388	-3659,0333	88,8771931	11,1228069
Etage 3	-24115,3164	-2910,1572	89,2317994	10,7682006
Etage 4	-19066,4991	-2171,0151	89,7774519	10,2225481
Etage 5	-14258,4309	-1399,9407	91,0594745	8,94052546
Etage 6	-9853,1874	-893,5787	91,6851387	8,31486134
Etage 7	-6078,3013	-391,5558	93,9479993	6,05200075
Etage 8	-2467,0593	-143,0374	94,5198429	5,48015711

➤ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux

▪ **Sous charge horizontales**

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

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75 \% \text{ Pourcentages des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau IV-5 Vérification sous charges horizontales Sens X-X

SENS X-X					
Portique	KN	%	Voile	KN	%
Entresol	1361,2557	82,9160413	Entresol	280,4721	17,0839587
RDC	1259,9748	71,9058631	RDC	492,2812	28,0941369
Niv 1	1157,492	82,4701399	Niv 1	246,0366	17,5298601
Niv 2	1146,0026	84,008763	Niv 2	218,1439	15,991237
Niv 3	1033,2108	83,080448	Niv 3	210,4161	16,919552
Niv 4	972,1716	84,5448066	Niv 4	177,7176	15,4551934
Niv 5	789,4985	83,3095996	Niv 5	158,1696	16,6904004
Niv 6	452,5981	72,2660186	Niv 6	173,6964	27,7339814
Niv 7	401,8602	75,7466182	Niv 7	128,672	24,2533818
Niv 8	307,549	74,0773123	Niv 8	107,624	25,9226877

Tableau IV-6 Vérification sous charges horizontales Sens Y-Y

SENS Y-Y					
Portique	KN	%	Voile	KN	%
Entresol	1646,0316	90,14986	Entresol	179,8521	9,85013996
RDC	1358,3026	79,4593266	RDC	351,1287	20,5406734
Niv 1	1216,2019	84,8513684	Niv 1	217,1302	15,1486316
Niv 2	1145,7948	86,3169726	Niv 2	181,6322	13,6830274
Niv 3	1037,9719	86,952536	Niv 3	155,7505	13,047464
Niv 4	900,8623	87,6425114	Niv 4	127,0205	12,3574886
Niv 5	762,5301	90,031769	Niv 5	84,4266	9,96823096
Niv 6	440,9905	77,2772213	Niv 6	129,6699	22,7227787
Niv 7	332,8672	82,0802755	Niv 7	72,6714	17,9197245
Niv 8	235,3529	83,4243363	Niv 8	46,7625	16,5756637

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est justifiée

IV.3.2.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (art.7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré

Tableau IV-7 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N	Br	Fc28	Nr	Observation
	KN	m ²	Mpa	KN	
Entresol	-3691.70	0,49	25	0,29945895	Vérifiée
RDC	-3286.4	0,455	25	0,28891429	Vérifiée
Niv 1	-2898.31	0,4225	25	0,27439621	Vérifiée
Niv 2	-2520.03	0,4225	25	0,23858272	Vérifiée
Niv 3	-2147.77	0,39	25	0,2202841	Vérifiée
Niv 4	-1783.33	0,36	25	0,19814778	Vérifiée
Niv 5	-1424.52	0,25	25	0,2279232	Vérifiée
Niv 6	-1066.76	0,16	25	0,26669	Vérifiée
Niv 7	-722.45	0,16	25	0,1806125	Vérifiée
Niv 8	-387.96	0,16	25	0,09699	Vérifiée

IV.3.2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV-8 Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismique	Vdyn (KN)	Vst (KN)	Vdyn/Vst	Observation
SENS X-X	1996.77	3243.19	0.615680	Vérifiée
SENS Y-Y	1944.92	2795,52	0.695727	Vérifiée

On voit bien que $V_{dyn} \leq 0,8V_{sta}$, donc les paramètres de la réponse calculés seront majorés

$$\alpha_x = \frac{0.8 \times V_{sta}}{V_{dyn}} = \frac{0.8 \times 3243.19}{1996.77} = 1.29$$

$$\alpha_y = \frac{0.8 \times V_{sta}}{V_{dyn}} = \frac{0.8 \times 2795.52}{1944.92} = 1.14$$

IV.3.2.5. Justification vis à vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV-9 et IV-10.

Tableau IV-9 Vérification des déplacements relatifs sens x-x

Niveaux	Δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δ_k (mm)	$\frac{\Delta k}{h_k}$ %	Observation
Entresol	0,41	0,499	0	0,499	0,00172069	vérifiée
RDC	1,288	1,493	0,499	0,994	0,00365441	vérifiée
Niv 1	2,415	2,753	1,493	1,26	0,00463235	vérifiée
Niv 2	3,621	4,092	2,753	1,339	0,00492279	vérifiée
Niv 3	4,819	5,424	4,092	1,332	0,00489706	vérifiée
Niv 4	5,943	6,684	5,424	1,26	0,00463235	vérifiée
Niv 5	7,015	7,885	6,684	1,201	0,00441544	vérifiée
Niv 6	8,247	9,055	7,885	1,17	0,00430147	vérifiée
Niv 7	9,172	10,039	9,055	0,984	0,00361765	vérifiée
Niv 8	10,187	10,848	10,039	0,809	0,00297426	vérifiée

Tableau IV-10 Vérification des déplacements relatifs sens y-y

Niveaux	Δk (mm)	δK (mm)	δ_{k-1} (mm)	ΔK (mm)	$\frac{\Delta k}{h_k}$ %	Observation
Entresol	0,664	0,762	0	0,762	0,00262759	vérifiée
RDC	2,118	2,45	0,762	1,688	0,00620588	vérifiée
Niv 1	3,994	4,613	2,45	2,163	0,00795221	vérifiée
Niv 2	5,959	6,87	4,613	2,257	0,00829779	vérifiée
Niv 3	7,85	9,037	6,87	2,167	0,00796691	vérifiée
Niv 4	9,596	11,036	9,037	1,999	0,00734926	vérifiée
Niv 5	11,207	12,886	11,036	1,85	0,00680147	vérifiée
Niv 6	12,835	14,788	12,886	1,902	0,00699265	vérifiée
Niv 7	14,16	16,352	14,788	1,564	0,00575	vérifiée
Niv 8	15,121	17,484	16,352	1,132	0,00416176	vérifiée

Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{p_{k*\Delta k}}{v_{k*h_k}} \leq 0,1$$

PK: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

VK: effort tranchant d'étage au niveau "k"

ΔK: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

hK: hauteur de l'étage "k"

Tableau IV-11 Vérification de l'effet P-Δ

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
Entresol	2,9	49044,3249	0,000499	1976,6059	0,00426944	0,000762	1944,7494	0,00662647
RDC	2,72	42020,3372	0,000994	1937,8286	0,00792431	0,001688	1900,0628	0,01372446
Niv 1	2,72	36504,4157	0,00126	1855,0986	0,00911549	0,002163	1809,9914	0,01603823
Niv 2	2,72	31130,1052	0,001339	1729,8599	0,00885893	0,002257	1681,6078	0,01536097
Niv 3	2,72	25794,3729	0,001332	1566,5232	0,0080635	0,002167	1514,5313	0,01356865
Niv 4	2,72	20526,4694	0,00126	1362,598	0,00697828	0,001999	1310,6977	0,01150948
Niv 5	2,72	15420,4408	0,001201	1124,1888	0,00605664	0,00185	1085,8429	0,00965901
Niv 6	2,72	10706,3495	0,000117	871,2646	0,00052858	0,001902	844,8371	0,00886156
Niv 7	2,72	6839,19203	0,000984	617,8506	0,00400449	0,001564	604,1806	0,00650887
Niv 8	2,72	2986,01862	0,00809	322,6491	0,02752591	0,001132	328,8921	0,00377848

IV.4.Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

CHAPITRE V

Etude des éléments

structuraux

V.1 Etude des poutres

V.1.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.1.2 Recommandations du RPA99

V.1.2.1 Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ max : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

V.1.2.2 Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.3 Calcul du ferrailage

V.1.3.1 Ferrailage longitudinale

- Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30*45) la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes

$$M_t = 106.13 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_a = 130.29 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V^{\max} = 156.97 \text{ KN}$$

a. Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,10613}{0,3 \cdot 0,43^2 \cdot 14,20} = 0.134$$

$$\mu_{bu} = 0,134 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.181$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.43 (1 - 0.4 \times 0,181) = 0.398 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{0,10613}{0,398 * 348} = 7.647 \text{ cm}^2$$

b. Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,13029}{0,3 * 0,43^2 * 14,20} = 0,165$$

$$\mu_{bu} = 0,165 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.227$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.43 (1 - 0.4 \times 0.227) = 0.390 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{0.13029}{0.390 \cdot 348} = 9.578 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V-1 Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M KN*m	V (KN)	A calcul cm ²	A _{min} cm ²	Aadopté cm ²	N ^{bar} barres
POUR TOUT LES NIVEAUX	Poutre Principale	45*30	Appuis	130.29	156.97	9.578	6.75	10.65	3HA16+ 3HA14
			Travée	106.36		7.647		9.24	6HA14
	Poutre secondaire	40*30	Appuis	107.43	133.99	8.99	6	9.24	6HA14
			Travée	104.16		8.68		9.24	6HA14

V.1.4 Vérification des armatures selon le RPA 99

V.1.4.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales

➤ Poutre principale

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

➤ Poutre secondaires

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone II $L_r > 40$

$\emptyset = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.1.4.2 Les armatures transversales

c. Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

Tel que $\tau_u = V_{\max}/b \cdot d$ **BAEL91 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible $\tau_u^- = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$ $\tau_u^- = 3,33 \text{ Mpa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau V-2 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ _u ⁻ (MPa)	Observation
Principales	156.97	1.21	3,33	Vérifiée
Secondaires	133.99	1.17	3,33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

d. Les diamètres des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par $\emptyset \leq$

$$\min\left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\emptyset \leq \min\left(1,4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \emptyset \leq \min(1,4; 1,28; 3)$$

$$\emptyset = 1,28 \text{ cm soit } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

e. Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_1\right)$$

e.1. Zone nodale

Poutre principale

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4\right) = 11,25 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

Poutre secondaire

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right) = 10 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

e.2. Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22,5\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm} \text{ pour la poutre principale}$$

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm} \text{ pour la poutre secondaire}$$

f. Vérification des sections d'armatures transversales

➤ Poutre principale

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025\text{cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutre secondaire

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

g. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

❖ Appuis de rives $A_1 > \frac{V_u \times Y_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$ **BAEL91 (Art H.IV.2)**

❖ Appuis intermédiaires $A_1 > \frac{Y_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \dots\dots (2)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V-3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A ₁	V _u	M _a	A ₁ ^{riv}	A ₁ ^{int}	Observation
Principales	10.65	156.97	130.29	4.51	-5.16	Vérifiée
Secondaires	9.24	133.99	107.43	3.85	-5.17	Vérifiée

V.1.4.3 Vérification à l'ELS

➤ **Etat limite de compression du béton**

$b \cdot y^2 / 2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$

$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V-4 Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	93.33	145693	16.06	10.28	15	vérifiée
	Travée	75.97	123631	14.70	9.038	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	78.64	104957	14.52	10.88	15	vérifiée
	Travée	78.35	102374	14.33	10.68	15	vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si

1) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ 2) $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$ 3) $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$

Tableau V-5 Vérification de la flèche pour les poutres

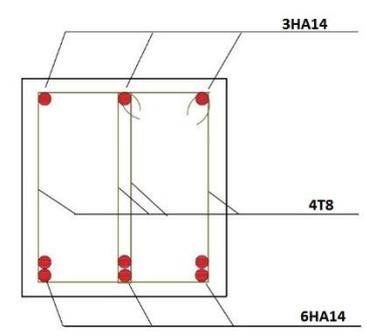
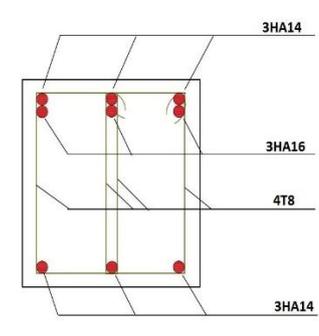
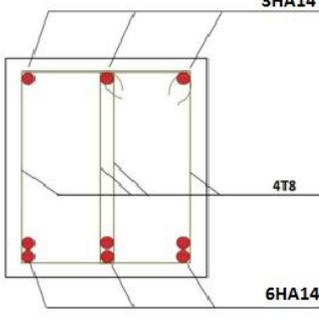
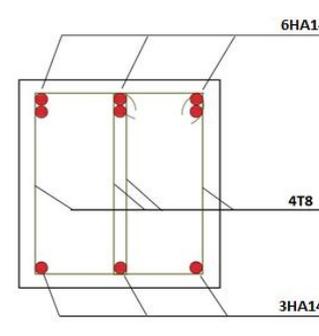
	h _t	b	L	A _s	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b \cdot d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP	45	30	6	9,24	0,075	0,075	0,0071	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4.7	9.24	0,085	0,075	0,0081	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées

V.1.5.Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Tableau V-6 ferrailage des Poutres

	
En Travée	En Appui
Poutres principales	
	
En Travée	En Appui
Poutres secondaires	

V.2.Etude des poteaux

V.2.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données d'ETABS 2016

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G + Q-E$

5). $0.8G + E$

6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2.Recommandations du RPA99 (version 2003)

V.2.2.1.Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

$A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).

$A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).

$\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone **IIa**.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone **IIa**).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique)

La zone nodale est définie par l' et h'

$$l' = 2 \times h h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-7 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} zone courante (cm ²)	A_{max} zone de recouvrement (cm ²)
Entresol	4900	39,2	196	294
RDC	4550	36,4	182	273
Etage 1+2	4225	33,8	169	253,5
Etage 3	3900	31,2	156	234
Etage 4	3600	28,8	144	216
Etage 5	2500	20	100	150
Etage 6+7+8	1600	12,8	64	96

V.2.2.2 Armatures transversale

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

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

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant ; il est pris égale à

- 2.5 Si $\lambda_g \geq 5$ (λ_g : l'élançement géométrique),
- 3.75 Si $\lambda_g < 5$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi L_{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- dans la zone courante : $t \leq 15\Phi L_{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi t$ (au minimum)

Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites

Directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Tableau V-8 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}	
	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN,m)	M _{max} (KN,m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN,m)
Entresol	3673,42	18,63	115,58	330,69	-514,26	4,16
RDC	3278,37	26,01	229,02	1145,4	-633,52	20,67
Etage 1+2	2902,42	26,54	194,09	1621,05	-707,22	47,53
Etage 3	2155,55	33,99	135,87	1053,6	-303,2	18,88
Etage 4	1792,8	37,79	133,66	797,1134	-177,06	11,4759
Etage 5	1435,03	39,88	115,82	581,55	-113,99	10,93
Etage 6+7+8	1078,69	31,54	90,88	546,2	-78,6	9,05

V.2.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 3673,42 \text{KN} \rightarrow M_{cor} = 18,63 \text{KN.m}$
- $M_{max} = 115.58 \text{KN.m} \rightarrow N_{cor} = 330.69 \text{KN}$
- $N_{min} = -514,26 \text{KN} \rightarrow M_{cor} = 4,16 \text{KN.m}$

➤ **Calcul sous N_{max} et M_{cor}**

$$d = 0,65 \text{m}; d' = 0,05 \text{m}.$$

$$N_{max} = 3673,42 \text{KN} \text{ (effort de compression) (ELU)}$$

$$M = 18,63 \text{KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0,00507 \text{m}$$

$e_G < h/2 = 0,70/2 = 0,35 \text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA')

Il faut vérifier la condition suivante

$$(a) \leq (b)$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 18,63 + 3673,42 \times (0,675 - 0,70/2) = 1212,49 \text{KN.m}$$

$$a = (0,337 \times 0,7 - 0,81 \times 0,025) \times 0,7 \times 0,7 \times 14,20 = 1,50$$

$$b = [3673,42 \times (0,675 - 0,025) - 1212,49] \times 10^{-3} = 1,17$$

$$a = 1,50 > b = 1,17 \text{ condition n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,21249}{0,7 \cdot 0,675^2 \cdot 14,20} = 0,267$$

$$\mu_{bu} = 0,267 < \mu_1 = 0,39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,398$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,398) = 0,56 \text{m}.$$

$$A_l = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,01863}{0,56 \cdot 348} = 0,955 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 0,955 - \frac{3,67342}{348} = 0,94 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{cm}^2$$

➤ **Calcul sous M_{max} et N_{cor}**

$$M = 115,58 \text{KN.m} \quad N = 330,69 \text{KN}$$

$e_G = 0,349 < h/2 = 0,70/2 = 0,35 \text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 115,58 + 330,69 \times (0,675 - 0,70/2) = 223,05 \text{KN.m}$$

$$(0,337 \times 0,7 - 0,81 \times 0,025) \times 0,7 \times 0,7 \times 14,20 = 1,50 > [330,69 \times (0,675 - 0,025) - 223,05] \times 10^{-3} \\ = -0,0081 \text{ condition est vérifiée}$$

Donc la section est entièrement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0,037 < \mu_1 = 0,39 \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\alpha = 0,048z = 0.66 \text{ m}$$

$$A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$A' = -103.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul sous Nmin et Mcor**

$$M = 4.16 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad N = -514.26 \text{ KN}$$

$e_G = 0,008 < h/2 = 0.70/2 = 0.35 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA') N c'est effort de traction

Donc la section est entièrement tendue

$$A' = \frac{N_u \cdot e_2}{(d-d') \cdot f_{s10}}$$

$$A = \frac{N_u \cdot e_1}{(d-d') \cdot f_{s10}}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} + e_G - d' = 0,333 \text{ m}$$

$$e_2 = (d-d') - e_1 = 0,317 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A' = 6.26 \text{ cm}^2 \\ A = 6.58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V-9 Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A(cm ²)	A RPA(cm ²)	A adop(cm ²)	Barres
Entresol	70*70	6,58	39,2	40.21	20HA16
RDC	70*65	9,08	36,4	40.21	20HA16
Etage 1+2	65*65	28,35	33,8	36.19	18HA16
Etage 3	65*60	4,57	31,2	32.17	16HA16
Etage 4	60*60	22,88	28,8	29.35	10HA16+6HA14
Etage 5	50*50	2,07	20	20.36	4HA16+8HA14
Etage 6+7+8	40*40	1,87	12,8	12.95	4HA14+6HA12

❖ **Armatures transversales**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V-10 Calcul des armatures transversales

Sections	ϕ_1^{min} Cm	Vd(KN)	L _r cm	St zone nodale	St zone courante	A _t cm ²	A ^{min} cm ²	A _t ^{ado} cm ²	Barres
70*70	1.6	99.95	48	10	15	2.00	3.02	4,02	8HA8
65*70	1,6	93.18	64	10	15	1.87	3.74	4.02	8HA8
65*65	1.6	138.3	48	10	15	2.77	2,80	3,02	6HA8
60*65	1.6	108.64	48	10	15	2.18	2.592	3,02	6HA8
60*60	1.4	107.7	56	10	15	2.16	3.02	3,02	6HA8
50*50	1.4	101.73	64	10	15	2.04	2.88	3.02	6HA8
40*40	1.2	82.17	56	10	15	1.65	2.016	3.02	6HA8

V.2.4.Vérifications

V.2.4.1.Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de Compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

(section homogène)

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V-11 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Entresol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section	70*70	65*70	65*65	60*65	60*60	50*50	40*40
D	65	65	60	60	55	45	35
A'	40.21	40.21	36.19	32.17	29,35	20.36	12.95

A	40.21	40.21	36.19	32.17	29,35	20.36	12.95
V	0,63	0,63	0,63	0,63	0,541	0,556	0,357
V'	0,068	0,0664	0,064	0,068	0,0589	0,043	0,042
I'_{yy}	0,05889842	0,05368551	0,04214877	0,03808432	0,0292824	0,01270079	0,00466219
N^{ser}	-2683,95	-2395,31	-2120,74	-1575,28	-1310,39	-1049,13	-788,96
M^{ser}	13,65	19,07	19,43	24,89	27,67	29,2	23,11
σ_{bc1}	4,25	3,94	3,76	2,81	2,45	2,02	2,54
σ_{bc}	15	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée						

V.2.4.2. Vérification aux sollicitations tangentes

D’après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle

De calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{28}$$

Avec

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V-12 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Section	λ_g	ρ_d	d	V_u	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)
Entresol	70*70	2,9	0,04	67,5	99,95	0,227	1
RDC	65*70	2,72	0,04	67,5	93,18	0,139	1
Etage 1+2	65*65	2,92	0,04	62,5	138,3	0,34	1
Etage 3	60*65	2,92	0,04	62,5	108,64	0,289	1
Etage 4	60*60	3,17	0,04	57,5	107,7	0,312	1
Etage 5	50*50	3,8	0,04	47,5	101,73	0,428	1
Etage 6+7+8	40*40	4,76	0,04	37,5	82,17	0,547	1

V.2.4.3. Vérification au flambement

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l’état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L’effort normal ultime est défini comme étant l’effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Tableau V-13 Vérification au flambement

Niveau	L ₀ (m)	L _f (m)	I (m ⁴)	λ	α	A _s (cm ²)	Br (m ²)	N _d (KN)	N _u (KN)
Entresol	2,9	2,03	0,2	9,71	0,837	40,21	0,4556	3673,42	8221,66
RDC	2,72	1,904	0,0160	9,77	0,836	40,21	0,4218	3278,37	7698,50
Etage 1+2	2,72	1,904	0,0148	9,75	0,836	36,19	0,3906	2902,42	7071,82
Etage 3	2,72	1,904	0,0137	9,74	0,837	32,17	0,3593	2155,55	6587,78
Etage 4	2,72	1,904	0,0108	10,53	0,834	29,35	0,3306	1792,80	5963,95
Etage 5	2,72	1,904	0,0052	12,53	0,828	20,36	0,2256	1435,03	4042,41
Etage 6+7+8	2,72	1,904	0,0021	15,45	0,818	12,95	0,1406	1078,69	2534,48

On remarque bien que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.2.4.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier

$$|MN| + |MS| \geq 1.25 \times (|MW| + |ME|)$$

V.2.4.5. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0,9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants

Tableau V-14 Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section	Z (m)	A _s (cm ²)	σ _s (Mpa)	Mr (KN,m)
Entresol	0,7*0,7	0,63	40,21	348	881,56404
RDC	0,65*0,7	0,63	40,21	348	881,56404
Etage 1+2	0,65*0,65	0,585	36,19	348	736,75602
Etage 3	0,60*0,65	0,585	32,17	348	654,91686
Etage 4	0,60*0,60	0,54	29,35	348	551,5452
Etage 5	0,50*0,50	0,45	20,36	348	318,8376
Etage 6+7+8	0,40*0,40	0,42	12,95	348	189,2772

Tableau V-15 Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
Entresol	P.P	0,45	0,405	9,24	348	130,22856
	P.S	0,4	0,36	9,24	348	115,75872
RDC	P.P	0,45	0,405	9,24	348	130,22856
	P.S	0,4	0,36	9,24	348	115,75872
Etage 1+2	P.P	0,45	0,405	9,24	348	130,22856
	P.S	0,4	0,36	9,24	348	115,75872
Etage 3	P.P	0,45	0,405	9,24	348	130,22856
	P.S	0,4	0,36	9,24	348	115,75872
Etage 4	P.P	0,45	0,405	9,24	348	130,22856
	P.S	0,4	0,36	9,24	348	115,75872
Etage 5	P.P	0,45	0,405	9,24	348	130,22856
	P.S	0,4	0,36	9,24	348	115,75872
Etage 6+7+8	P.P	0,45	0,405	9,24	348	130,22856
	P.S	0,4	0,36	9,24	348	115,75872

V.2.4.6. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (V-15). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central

Tableau V- 16 Vérifications des zones nodales poutres.

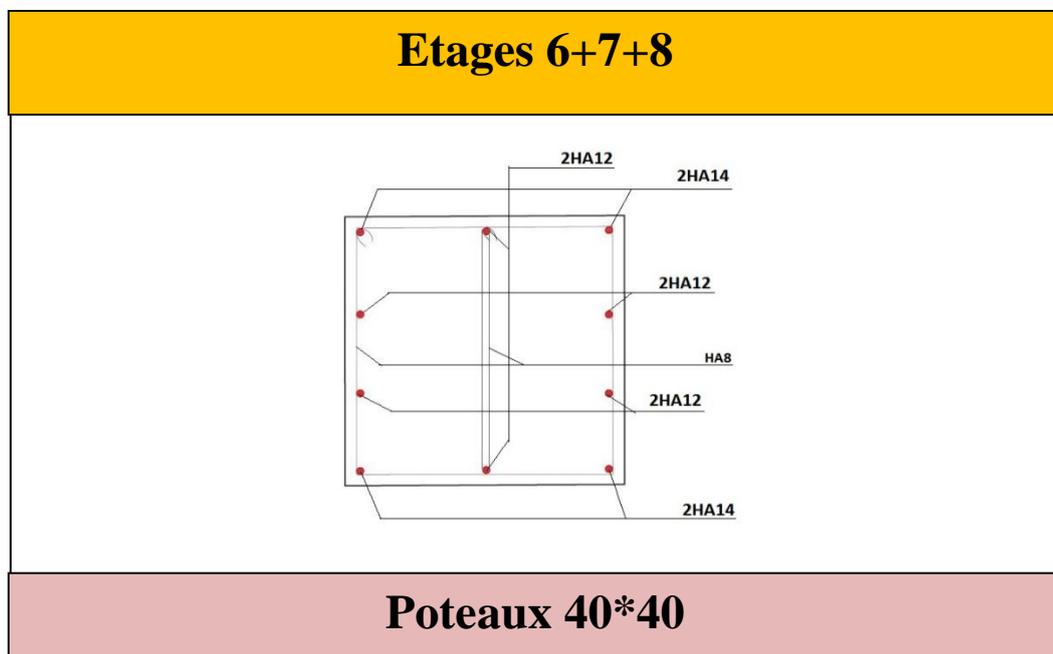
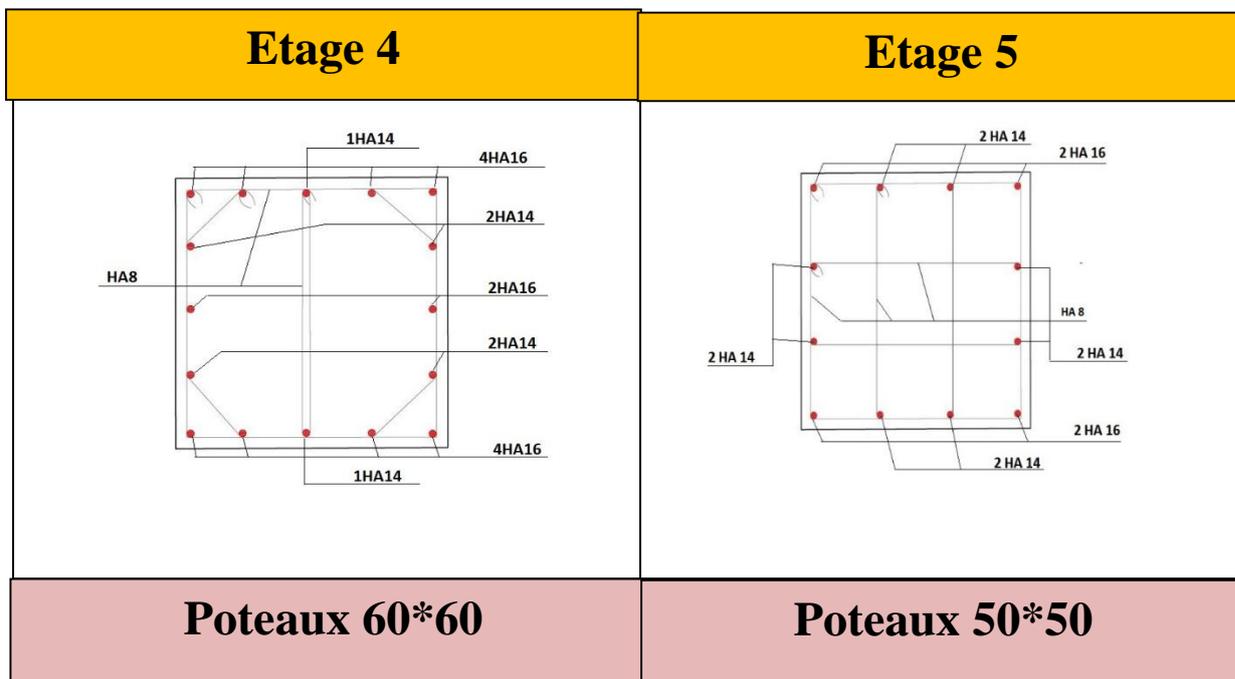
Niveau	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	1,25(M _E +M _W) (KN.m)	Obs
Entresol	881,56404	881,56404	1763,1281	130,22856	130,22856	325,5714	Vérifiée
RDC	881,56404	881,56404	1763,1281	130,22856	130,22856	325,5714	Vérifiée
Etage 1+2	736,75602	736,75602	1473,512	130,22856	130,22856	325,5714	Vérifiée
Etage 3	654,91686	654,91686	1309,8337	130,22856	130,22856	325,5714	Vérifiée
Etage 4	551,5452	551,5452	1103,0904	130,22856	130,22856	325,5714	Vérifiée
Etage 5	318,8376	318,8376	637,6752	130,22856	130,22856	325,5714	Vérifiée
Etage 6+7+8	189,2772	189,2772	378,5544	130,22856	130,22856	325,5714	Vérifiée

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.2.5. Schéma de ferrailage des Poteaux.

Le ferrailage des poteaux est donné dans les tableaux ci-dessous

Sous_sol	RDC
Poteaux 70*70	Poteaux 65*70
Etage 1+2	Etage 3
Poteaux 65*65	Poteaux 60*65



V.3.Étude des voiles

V.3.1.Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles 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.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

V.3.2 Recommandations du RPA99

V.3.2.1 Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec **l_t** : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.3.2.2. Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

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.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3.Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-17: Sollicitations de calcul dans le voile Vx1

Vx1							
Niv	Nmax	Mcore	Mmax	Ncorr	Nmin	Mcorr	Vmax
Entresol	1613.56	144	1101.87	1149.63	711.74	118	259.38
RDC	1402.31	116.92	690.35	1398.37	610.24	116.92	195.82
Etage1+2	1236.82	8.32	408.65	1235.28	535.32	54.82	164.07
Etage3	903.7	182.15	251.79	452.2	393.2	229.66	122.05
Etage4	740.1	163.43	251.79	482.2	322	226.17	95.19
Etage5	580.26	175.16	220.94	379.55	253.96	199.79	85.76
Etage6+7+8	427.69	197.93	255.65	281.26	189.35	242.12	130.58

V.3.3.1 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul (Vx1) les autres seront résumés dans un tableau.

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 1\text{m}$, $d = 0.95\text{ m}$, $e = 0.2\text{m}$.

$N_{max} = 1613.56\text{KN}$ $M_{cor} = 144\text{ KN.m}$.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{144}{1613.56} = 0.086m < \frac{1}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 m \Rightarrow N$ Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$(a) < (b) \dots \dots \dots (I)$

$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu}$

$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$

$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 144 + 1613 .56 \times (0.95 - \frac{1}{2}) = 790 .902 KN .m$

$(a) = (0.337 \times 1 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1 \times 18,48 = 1.095 MN$

$(b) = [1613 .56 \times (0.95 - 0.05) - 790 .902] \times 10^{-3} = 0.661 MN$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée .

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{790 .902 \times 10^{-3}}{0.2 \times (0.95)^2 \times 18 .48} = 0.237$

$\mu_{bu} = 0.237 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 cm^2$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.343$

$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.95 \times (1 - 0.4 \times 0.343) = 0.819 m .$

$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{790 .902 \times 10^{-3}}{0.819 \times 400} \times 10^4 = 24 .12 cm^2$

$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 24 .12 - \frac{1613 .56 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -16 .20 cm^2 .$

Donc $A_s = 0 cm^2$.

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

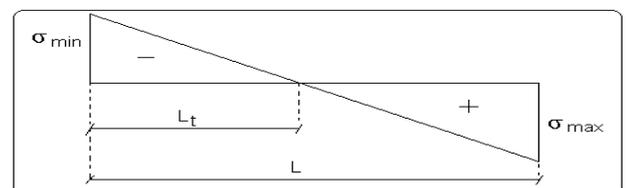
$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$

Dans notre cas :

$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1.61356}{0,2 \times 1} + \frac{0.144}{0,0166} \times 0.5 = 12.38 MPA$

$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1.61356}{0,2 \times 1} - \frac{0.144}{0,0166} \times 0.5 = 3.74 MPA$

$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{3.74 \times 1}{12.387 + 3.74} = 0,231m$



b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 259.38 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 259,38 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,95} = 1,911 \text{ MPA}$$

Soit $s_h = 20 \text{ cm}$

$$A_h = 2,389 \text{ cm}^2$$

B). Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 1101,87 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1149,63 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$e_G = 0,95 \text{ m} > (h/2) = 0,5 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1101,87 + 1149,63 \times (0,95 - 0,5) = 1013,175 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{UA} = 1013,175 \text{ m} \rightarrow \mu_{bu} = 0,303 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0,466 \rightarrow z = 0,772 \text{ m} \rightarrow A_1 = 32,78 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 4,044 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4,044 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1,14963}{0,2 \times 1} + \frac{1,10187}{0,0166} \times 0,5 = 38,93 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1,14963}{0,2 \times 1} - \frac{1,10187}{0,0166} \times 0,5 = -27,44 \text{ MPA}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{27,44 \times 1}{38,93 + 27,44} = 0,41 \text{ m}$$

C). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N_{\min} = 711,74 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 118 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

Armatures verticales :

$$e_G = 0,165 \text{ m} < (h/2) = 0,5 \text{ m}.$$

$$(a) < (b) \dots (I)$$

$$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = 373,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(a) = 1,095 \text{ MN}$$

$$(b) = 0,267 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée .

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = 373.38 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.111 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.148 \rightarrow z = 0.893 \text{ m} \rightarrow A_l = 10.44 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -7.34 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 7.11 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = 0.0044 \text{ MPA}$$

$$L_t = 0.00061 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable

$$A_v = 4.044 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_H \geq 2.38 \text{ cm}^2$$

V.3.4 Vérifications:

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 41 = 1.64 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 95 \times 20 \times 2.1 / 400 = 2.29 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (100 - 2 \times 41) = 0.36 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 4.044 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 8 \text{ HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles dans les autres niveaux

Tableau V-18 Sollicitations de calcul dans le voile Vx1

Niveau	Entre-sol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section (cm ²)	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100
M(KN.m)	1101.87	690.35	54.82	229.66	226.17	199.79	242.12
N(KN)	1149.63	1398.37	535.28	393.2	322	253.96	189.35
V(KN)	259.38	195.82	164.07	122.05	95.19	85.76	130.58
τ_u (MPa)	1,911	1.442	1.208	0.899	0.701	0.631	0,962
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} / face (cm ²)	4.044	0	0.652	0	0	0	0.533
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	3	3	3	3
L_t (m)	0.41	0,331	0,45	0,357	0,386	0,394	0,435
$A_{v.adop}$ (cm ²)	6.28						
$N^{bre} / \text{par face}$	8HA10						
S_t (cm)	14	14	14	14	14	14	14

A_h^{cal} (cm ²)	2.38	1.803	1.511	1.124	0.876	0.789	1.202
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	3.14						
N^{bre} /par Plan	4HA10						
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V-19 Sollicitations de calcul dans le voile Vx2:

Niveau	Entre-sol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section (cm ²)	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100
M(KN.m)	1116.65	676.42	86.38	57.78	5307	48.3	263.88
N(KN)	1420.35	137.98	1458.09	1080.7	893.14	709.39	411.82
V(KN)	212.81	201.75	194.68	154.16	125.62	109.19	143.76
τ_u (MPa)	1.568	1.486	1.434	1.135	0.925	0.804	1.059
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	2.967	6.79	0	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	3	3	3	3
L _t (m)	0.394	0.483	0.321	0.338	0.320	0.294	0.370
$A_{v.adop}$ (cm ²)	6.28	9.05	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
N^{bre} /par face	8HA10	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S _t (cm)	14	14	14	14	14	14	14
A_h^{cal} (cm ²)	1.960	1.858	1.793	1.419	1.157	1.005	1.324
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	3.14						
N^{bre} /par Plan	4HA10						
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V-20 Sollicitations de calcul dans le voile Vx3

Niveau	Entresol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
Section (cm ²)	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100

M(KN.m)	63,05	52,65	62,9	67,51	54,7	100,05
N(KN)	863,56	719	592,15	348,39	222,25	94,94
V(KN)	67,33	98,25	117,02	106,008	83,13	126,93
τ_u (MPa)	0,52	0,76	0,91	0,82	0,65	0,99
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	0	0	0	0	0	1,72
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	3	3	3
L_t (m)	0,28	0,28	0,18	0,07	0,16	0,42
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,12	1,12	0,73	0,28	0,65	1,68
$A_{v,adop}$ (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
N^{bre} /par face	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
S_t (cm)	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
L_c (m)	0.44	0.44	0.64	0.86	0.68	0.16
A_h^{cal} (cm ²)	0.86	1.02	0.68	0.89	2.12	1.93
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	2.26	2.26
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA12	2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V-21 Sollicitations de calcul dans le voile Vy1

Niveau	Entresol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section (cm ²)	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100
M(KN.m)	247,81	146,72	126,24	84,9	65,46	62,5	53,28
N(KN)	1132,91	978,54	866,59	756,5	647,14	539,07	431,44
V(KN)	85,33	82,88	89,52	77,06	66,45	60,27	71,41
τ_u (MPa)	0,66	0,64	0,7	0,6	0,52	0,47	0,56
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0

A_v^{\min} (cm ²)	3	3	3	3	3	3	3
L _t (m)	0,12	0,05	0,06	0,16	0,2	0,15	0,13
$A_{\min}^{\text{attendu}}$ (cm ²)	0,48	0,2	0,25	0,65	0,79	0,61	0,52
$A_{v,\text{adop}}$ (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
N^{bre} /par face	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
S _t (cm)	11	11	11	11	11	11	11
L _c (m)	0.76	0.9	0.87	0.67	0.61	0.7	0.74
A_h^{cal} (cm ²)	0,83	0,81	0,87	0,75	0,65	2,25	2,25
A_h^{\min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	2.26	2.26
N^{br} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA12	2HA12
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V-22 Sollicitations de calcul dans le voile Vy2

Niveau	Entresol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section (cm ²)	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100	20*100
M(KN.m)	90,26	25,72	11,78	10,97	19,55	17,2	33,48
N(KN)	1019,29	904,02	799,2	599,3	501,25	403,66	307,48
V(KN)	73,92	87,13	96,66	75,12	65,3	60,38	78,16
τ_u (MPa)	0,57	0,68	0,75	0,58	0,51	0,47	0,61
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
A_v^{\min} (cm ²)	3	3	3	3	3	3	3
L _t (m)	0,23	0,41	0,46	0,45	0,38	0,37	0,17
$A_{\min}^{\text{attendu}}$ (cm ²)	0,94	1,66	1,82	1,78	1,53	1,49	0,69

$A_{v,adop}$ (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
N^{bre} /par face	8HA8						
S _t (cm)	11	11	11	11	11	11	11
L _c (m)	0.53	0.17	0.09	0.11	0.23	0.26	0.65
A_h^{cal} (cm ²)	0,72	0,85	0,94	0,73	0,63	0,59	0,76
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8						
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V-23 Sollicitations de calcul dans le voile Vx1*(e=15cm)

Niveau	Enresol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section (cm ²)	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100
M(KN.m)	896.8	578.22	390.77	144.18	98.39	93.95	32.02
N(KN)	-276,8	-268.29	-160.03	46.41	104.1	127.77	120.54
V(KN)	190.6	259.04	243.05	186.53	154.4	142.03	141.76
τ_u (MPa)	1,98	2,69	2,52	1,93	1,6	1,47	1,46
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	6,89	5,78	15,22	3,9	1,58	1,11	-0,79
A_v^{min} (cm ²)	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
L _t (m)	0,24	0,11	0,47	0,47	0,41	0,39	0,19
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,73	0,34	1,4	1,42	1,24	1,16	0,56
$A_{v,adop}$ (cm ²)	7.07	7.07	15.39	4.02	4.02	4.02	4.02

N^{bre} /par face	9HA10	9HA10	10HA14	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
S_t (cm)	10	10	9	12.5	12.5	12.5	12.5
L_c (m)	0.51	0,77	0,07	0,05	0,18	0.23	0.63
A_h^{cal} (cm ²)	1,85	1,16	2,36	0,08	0,26	1,38	1,37
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0,45	0.45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V-24 Sollicitations de calcul dans le voile Vx2*

Niveau	Enresol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section (cm ²)	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100
M(KN.m)	147.67	111,56	74,71	57,08	55,17	64,91	68,89
N(KN)	467,05	404,51	361,44	283,14	237,73	186,9	186,9
V(KN)	173,62	173,45	163,87	131,03	106,02	136,26	136,26
τ_u (MPa)	1,8	1,8	1,7	1,36	1,1	1,41	1,41
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	0						
A_v^{min} (cm ²)	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
L_t (m)	0,24	0,2	0,1	0,09	0,14	0,26	0,27
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,71	0,59	0,29	0,26	0,42	0,78	0,82
$A_{v,adop}$ (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
N^{bre} /par face	8HA8						
S_t (cm)	11	11	11	11	11	11	11
L_c (m)	0,16	0,16	0.81	0,83	0,72	0,48	0,45
A_h^{cal} (cm ²)	0,63	1,69	1,59	1,27	1,03	1,32	1,32
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8						
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

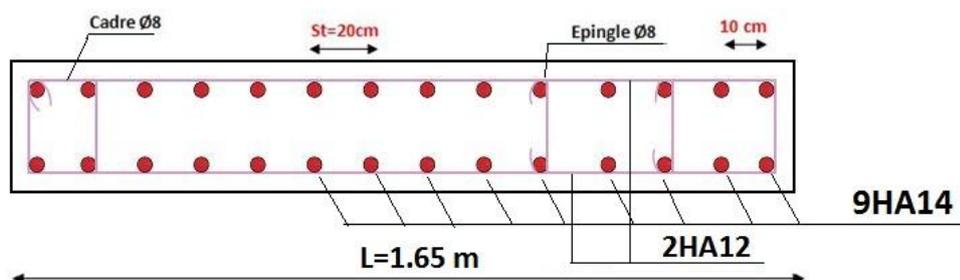
Tableau V-25 Sollicitations de calcul dans le voile Vy2*

Niveau	Entresol	RDC	Etage 1+2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6+7+8
Section (cm ²)	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100	15*100
M(KN.m)	215,29	146,47	101,31	56,75	48,38	46,98	97,16
N(KN)	893,8	793,87	705,05	536,17	451,52	366,2	281,6
V(KN)	76,74	104,41	113,49	89,82	75,85	62,12	96,19
τ_u (MPa)	0,8	1,08	1,18	0,93	0,79	0,64	1
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
A_v^{min} (cm ²)	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
L _t (m)	0,15	0,05	0,07	0,18	0,18	0,12	0,26
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0,46	0,14	0,21	0,55	0,54	0,35	0,78
$A_{v.adop}$ (cm ²)	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
N^{bre} /par face	8HA8						
S _t (cm)	11	11	11	11	11	11	11
L _c (m)	0.69	0.9	0.86	0.64	0.64	0.77	0.48
A_h^{cal} (cm ²)	0,75	1,02	1,1	0,87	0,74	0,6	0,94
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA8						
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

V.3.5.Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage

Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (Vx1 : Entresol+ RDC)



V.4. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (ETABS2016) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

CHAPITRE VI

Etude de

l'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.2 Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

VI.3 Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées ;
2. Les semelles filantes ;
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E_2 \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

VI.4.2 Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS 2016**.

$$N = 2756.90 \text{ KN}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1.65 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2756.9 \times 0.7}{1.65 \times 0.7}}$$

$$\Rightarrow A \geq 4.01 \text{ m}$$

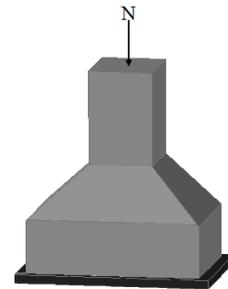


Figure VI-1 Semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.3 Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 16** pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

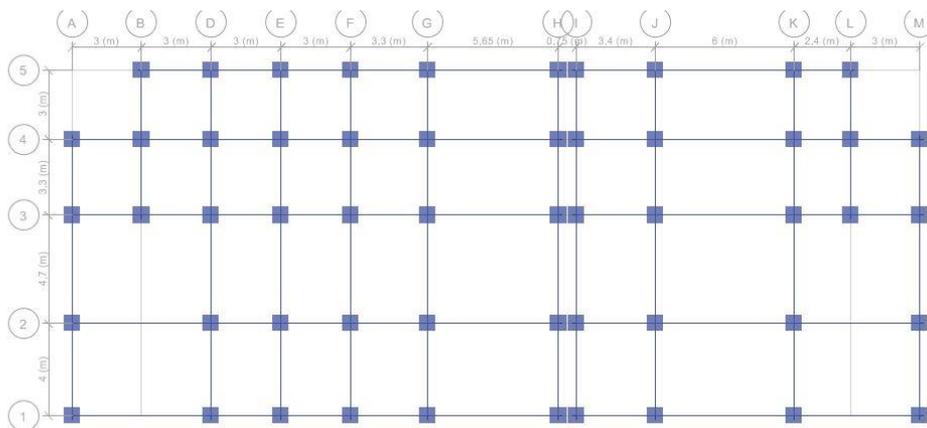


Figure VI-2 Les différentes files des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	①	②	③	④	⑤
La somme des efforts total max	6966.81	19185.1	17876.24	12301.41	1199.15

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro ② est la plus sollicitée.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

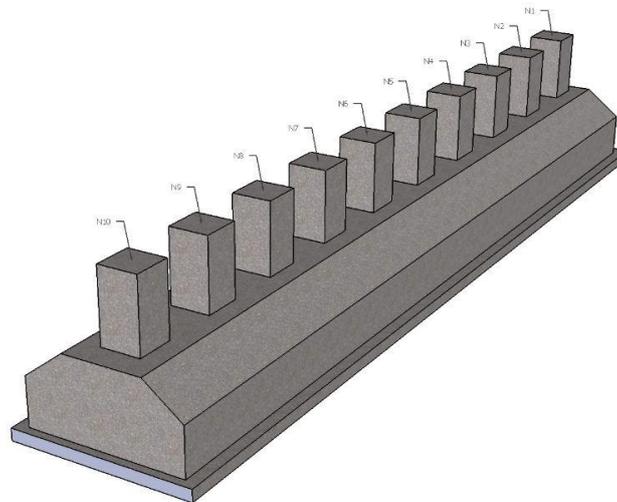


Figure VI-3 Semelle filante.

$$\left\{ \begin{array}{l}
 N_1 = 1061.47 \text{ KN} \\
 N_2 = 2277.68 \text{ KN} \\
 N_3 = 2019.46 \text{ KN} \\
 N_4 = 2116.85 \text{ KN} \\
 N_5 = 1558.88 \text{ KN} \\
 N_6 = 2086.28 \text{ KN} \\
 N_7 = 1743.23 \text{ KN} \\
 N_8 = 2521.53 \text{ KN} \\
 N_9 = 2740.75 \text{ KN} \\
 N_{10} = 1058.97 \text{ KN}
 \end{array} \right. \Rightarrow \sum_{i=1}^6 N_i = 19185.1 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $L = 36.5 \text{ m}$; $N = 19185.1 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 165 \text{ KPa}$

On a:

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{19185.1}{165 \times 36.5} \Rightarrow B \geq 3.18 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3 m, on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, ce type de fondations ne convient pas aussi à notre cas.

Donc on opte pour un radier général.

VI.4.4 Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

VI.4.4.1 Pré dimensionnement

VI.4.4.1.1 Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 600$ cm).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{600}{20} = 30 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{600}{10} = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.4.1.2 Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \cdot E \cdot I)}{(K \cdot b)}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7$ KN /m³).

$$\text{On a : } K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (600)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 94.4 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 95 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.94)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.87 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.00 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.87 = 6.08 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4.4.2 Calcul de la surface du radier :

On a : $N = 61747.36 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{61747.36}{165} = 374.22 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{radier} = S_{batiment} = 540 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 94.4 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \\ \text{la surface du radier } S_{rad} = 540 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.4.4.3 Vérifications diverses :

VI.4.4.3.1 Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.165 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 9582.097 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 18.25 \text{ m} \\ I_y = 55720.281 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.29 \text{ m} \end{array} \right.$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient $3/2$.

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 61.74 \text{ MN} ; M_x = 64.834 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 9582.097 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61.74}{540} + \frac{64.834}{9582.097} \times 7.29 = 0.163 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61.74}{540} - \frac{64.834}{9582.097} \times 7.29 = 0.065 \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,163 + 0,065}{4} = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.165 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$N = 61.74 \text{ MN} ; M_y = 14.201 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 55720.281 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.74}{540} + \frac{14.201}{55720.281} \times 18.25 = 0.118 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.74}{540} - \frac{14.201}{55720.281} \times 18.25 = 0.109 \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,118 + 0,109}{4} = 0,115 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,165 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

VI.4.4.3.2 Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{61747.36 \times 6}{2 \times 540} = 343.04 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{343.04 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.137 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

VI.4.4.3.3 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 :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : effort normale.

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 (70×70) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 0.95 = 1.65 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.7 + 0.95 = 1.65 \text{ m} \end{cases}$$

Soit : $U_c = 6.2 \text{ m}^2$ et $N_d = 2653.88 \text{ KN}$

$$N_d = 2.65388 \text{ MN} < 0.045 \times 6.2 \times 0.95 \times \frac{25}{1.5} = 4.371 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.4.4.3.4 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 2.90 + 0.95 = 3.85 \text{ m}$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 540 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 61747.36 \text{ KN} \geq 1.15 \times 3.85 \times 540 \times 10 = 23908.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.4.4.3.5 Vérification de 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**

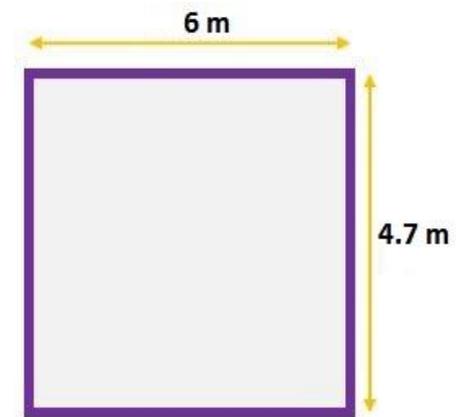
$$e = \frac{64834.72}{61747.36} = 1.04 \text{ m} < \frac{36.5}{4}$$

= 9.12 m vérifiée

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{14201.89}{61747.36} = 0.23 \text{ m} < \frac{15}{4}$$

= 3.5 m vérifiée



FigureVI-4 Le panneau le plus sollicité

VI.4.4.4.Ferraillage du radier général :

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

VI.4.4.4.1. Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 3665.598 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = b_{a.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 0.7 \times 25 \times 0.95 \times 250.95 \\ = 4172.04 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 84482,927 + 1.35(3665.598 + 4172.04) \\ = 95063.73 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{95063.73}{540} = 176.04 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 6 - 0,70 = 5,3 \text{ m} ; L_y = 4.7 - 0,7 = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0621 \times 176.04 \times 5,3^2 \\ M_{0y} = 0,5105 \times 307.08 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 307.08 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 156.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 261.01 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 133.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -153.54 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau VI-2 Section d'armature du radier.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
travée	X-X	261.01	26.79	2.01	28.27	9HA20	10
	Y-Y	133.24	12.78	2.4	13.85	9HA14	10
Appui		- 153.54	17.03	2,91	18.10	9HA16	10

- ❖ Condition de non fragilité

On a e = 30 cm > 10 cm et $\rho = 0,75 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,75}{2} \right) \times 0,3 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

VI.4.4.5. Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 61747,3613 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{61747,3613}{540} = 114,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 199,45 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 101,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 149,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 76,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -99,72 \text{ KN.m}$$

VI.4.4.5.1. Vérification des contraintes

Tableau VI-3 Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	149.59	11.74	16605	10.57 < 15	Vérifiée	219.69 > 201,63	Non Vérifiée
	y-y	76.36	8.9	9928.8	6.85 < 15	Vérifiée	220.27 > 201,63	Non Vérifiée
appui		-99.72	9.91	12128. 9	8.14 < 15	Vérifiée	223.09 > 201,63	Non Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI-4 Section d'armateur du radier à l'ELS.

Localisation		M_s KN.m	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	Nbre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	149.59	30.80	34.36	7HA25	25
	y-y	76.36	15.13	16.08	8HA16	20
appui		-99.72	20.02	24,54	7HA20	25

❖ Vérification des espacements

$$\text{Selon x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/7 = 14,28 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y: } S_t = 12,5 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

VI.4.4.5.2.Schéma de Ferrailage du radier

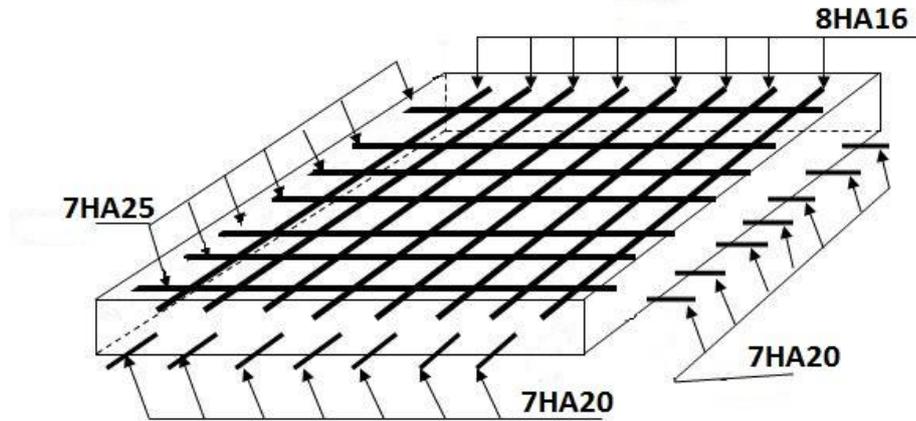


Figure VI-5 Schéma de ferrailage du radier.

VI.4.4.6.Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. 3.3), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

VI.4.4.6.1.Methode de calcul

Charges trapézoïdales	Charges triangulaires
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Avec $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$, $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

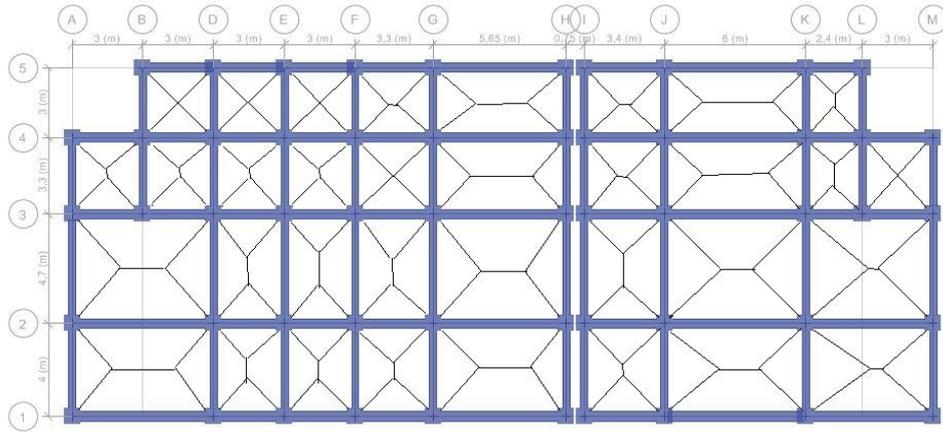


Figure VI-6 Schéma de rupture de dalle de radier.

VI.4.4.6.2. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X

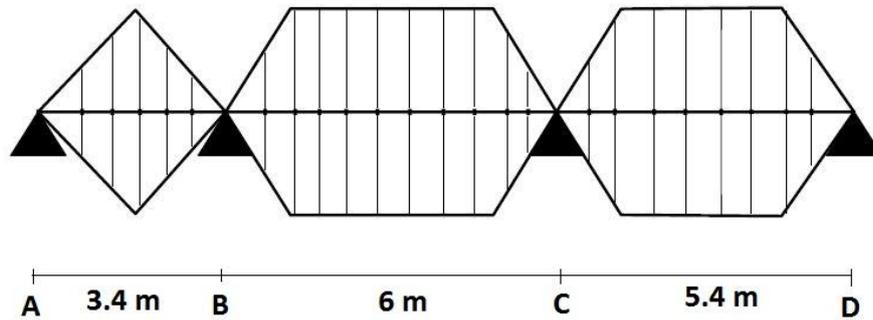


Figure VI-7 Répartition des charges sur la nervure selon le sens X-X

$$Q_u = 176.04 \text{ KN/m}^2 \quad Q_s = 114.34 \text{ KN/m}^2$$

$$q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$$

$$q_m = \frac{2}{3} \times 176.04 \times 2.7$$

$$q_m = 316.87 \text{ KN/m}$$

➤ **Schéma statique équivalent**

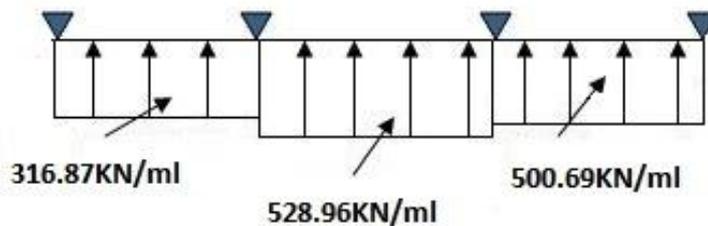


Figure VI-8 Schéma statique de la nervure selon X-X

Sens y-y

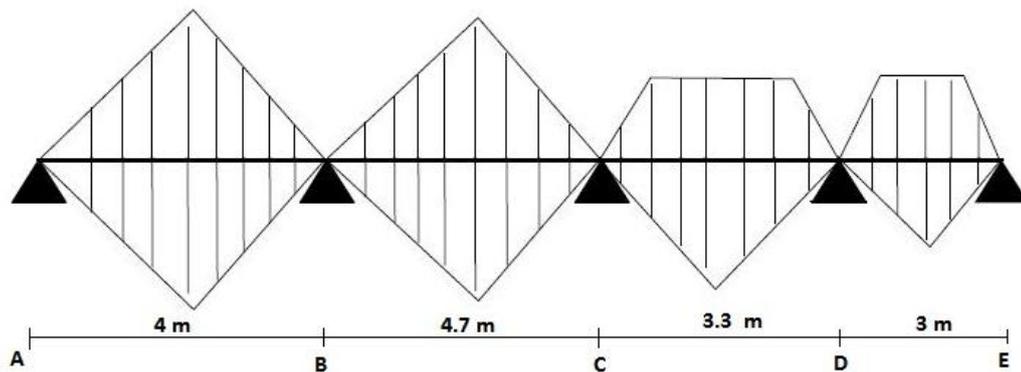


Figure VI-9 Répartition des charges sur la nervure selon le sens Y-Y

$$q_{My1} = \frac{2}{3} * q_u * l_x$$

$$q_{My1} = \frac{2}{3} * 176.04 * 3.3 = 387.28 \text{ KN/ml}$$

➤ Schéma statique équivalent

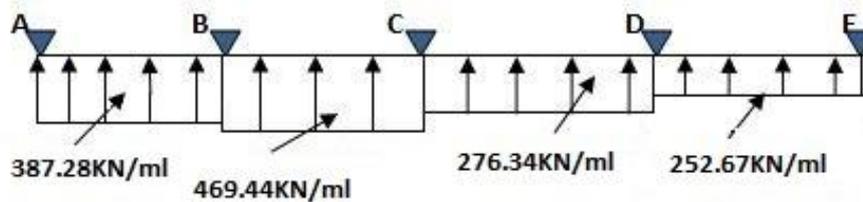


Figure VI-10 Schéma statique de la nervure selon Y-Y

• Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot

➤ Moments aux appuis

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

Avec :

Les longueurs fictives $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

➤ Moments en travée

$$M_l(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous

Tableau VI-5 Sollicitations sur la nervure Sens x-x

localisation	Travée	Appui
M_u (KN.m)	1118.91	-1584.07
M_s (KN.m)	726.73	-1028.87
V(KN)	1681.23	

Tableau VI-6 Sollicitations sur la nervure Sens y-y

localisation	Travée	Appui
M_u (KN.m)	645.06	-754.09
M_s (KN.m)	418.96	-489.78
V(KN)	1146.14	

VI.4.4.6.3.Ferrailage

Sens x-x

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$ht = 0.95m$

$h_0 = 0,3m$

$b_0 = 0,7m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2})$

Avec $l_x = 6 - 0,7 = 5,3m$

$l_y = 4,7 - 0,7 = 4m$

Soit $b_1 = 40cm$

Donc $b = b_1 * 2 + b_0 = 150cm$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI-7 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x).

sens	localisation	M_u (KN)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)	Chois des Barres
x-x	Travée	1118.91	54.47	3.15	58.91	12HA25
	Appui	1584.07	67.21		77.7	6HA25+6HA32

Tableau VI-8 Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens y-y).

sens	localisation	M_u (KN)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)	Chois des Barres
y-y	Travée	645.06	42.02	3.15	49,09	10HA25
	Appui	754.09	44.83	3.15	49.09	10HA25

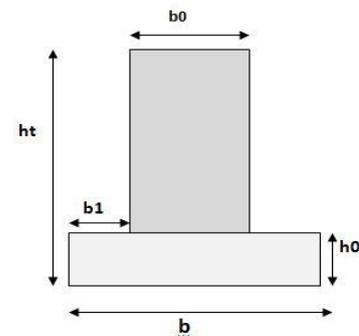


Figure VI-11 Schéma des nervures

VI.4.4.6.4. Vérifications nécessaires

1.) A l'ELU

a. Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{1681,23 \cdot 10^{-3}}{1,3 \cdot 1,1} = 1,77 \text{ Mpa}$$

Tableau VI-9 Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu(KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
x-x	1681.23	1.17	2,5	Vérifier
y-y	1146.14	0.8	2,5	Vérifier

2.) A l'ELS

a. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

b. Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser} \cdot (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI-10 Les contraintes dans l'acier.

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm) ⁴	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	726.73	27.6	47164.12	4.25	15	148.84	201,63
	Appui	1028.87	30.83	58261.95	5.44	15	162.02	159.4
y-y	Travée	418.96	25.70	40876.16	2.63	15	101.92	201,63
	Appui	489.78	25.70	40876.16	3.07	15	119.15	159.4

On remarque que la contrainte dans les aciers en appuis n'est pas vérifiée dans le sens xx donc on doit recalculer à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI-11 Le ferrailage des nervures

Localisation		$A_{ser}^{cal} \text{ cm}^2$	$A_{ser}^{chois} \text{ cm}^2$	Chois des barres
Sens xx	Appui	78.98	83.98	8HA32+4HA25

c. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{max} \right] \leq 32 \text{ mm, alors } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

d. Les armatures de peau

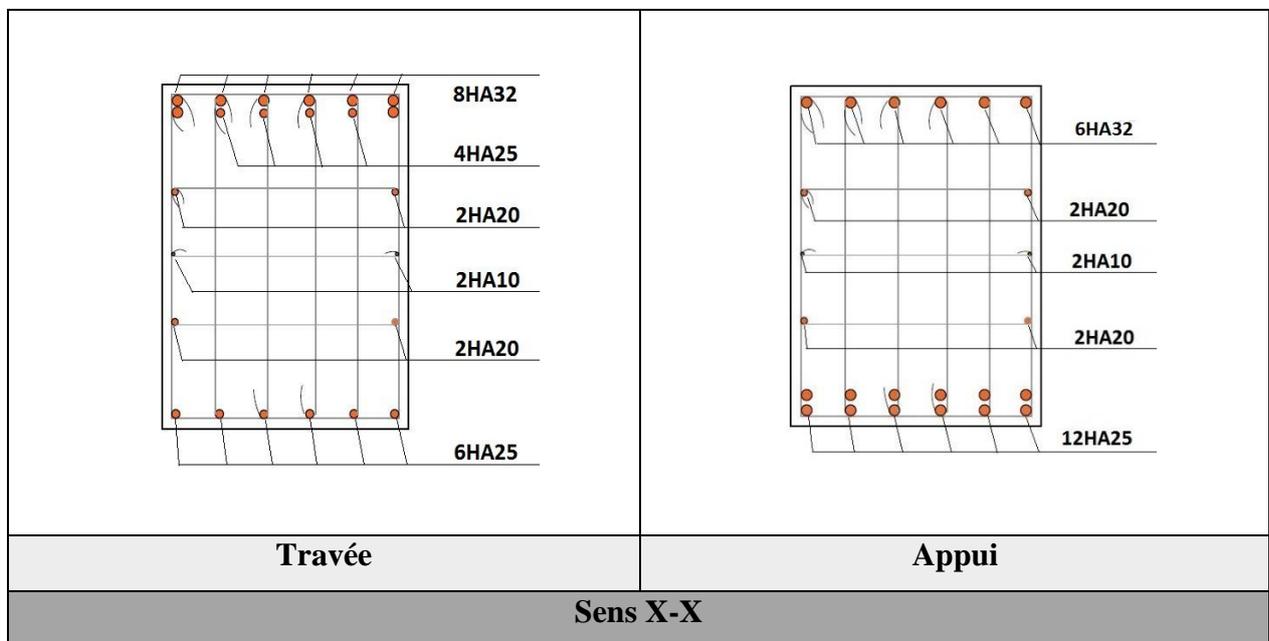
$$A_p = 0,2\% (b_0 * h)$$

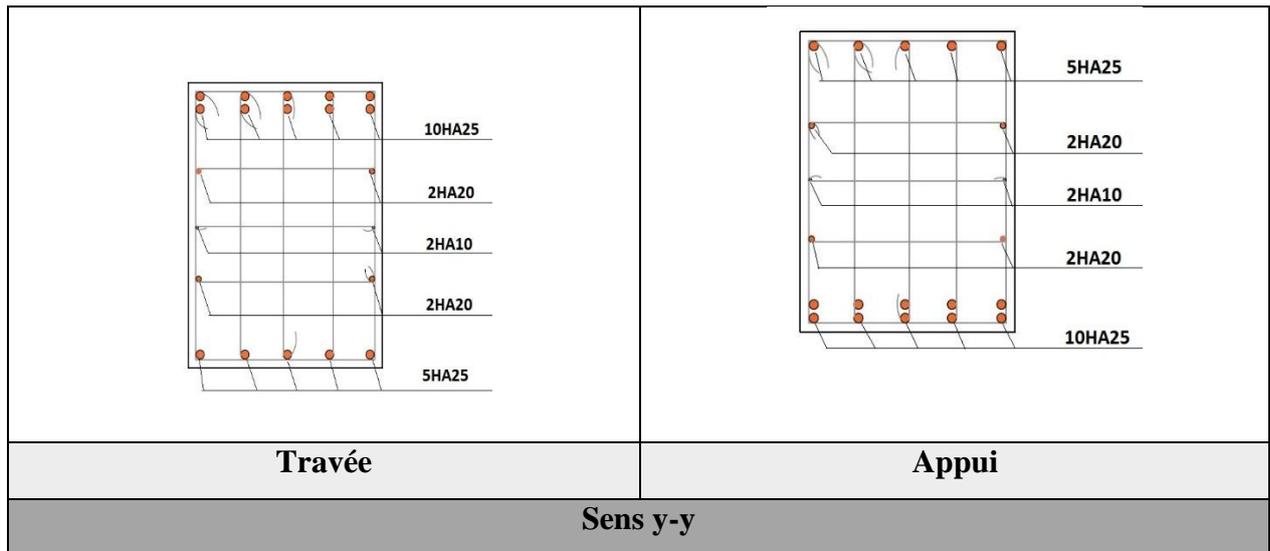
$$A_p = 0,2\% (0,7 * 0,95) = 13.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA20 + 2HA10 = 14.14 \text{ cm}^2$$

VI.4.4.7 Schémas de ferrailage des nervures

Tableau VI.12. Schémas de ferrailage des nervures de section (70*95)





VI.4.5 Etude de voile périphérique

VI.4.5.1 Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du 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 ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

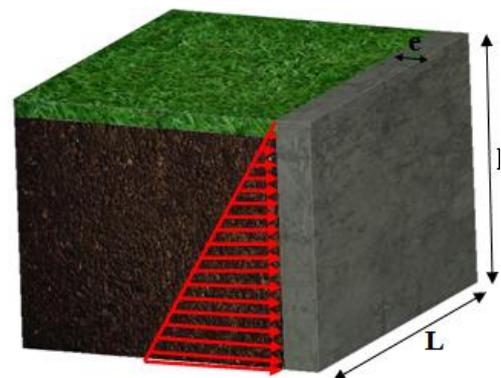


Figure VI-12 Poussé des terres sur le voile périphérique.

VI.4.5.2 Dimensionnement des voiles

$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 5.62 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 6 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

VI.4.5.2.1 Caractéristiques du sol

$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.22 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 12^\circ \end{array} \right.$

VI.4.5.2.2 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.9 \times (19.5 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2} \right) - 2 \times 0.22 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2} \right)) \Rightarrow G = 36.04 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 6.55 \text{ KN/ml}$$

VI.4.5.3 Ferrailage du voile périphérique

VI.4.5.3.1 Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ **A l'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 6.55 = 9.82 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 36.04 + 1.5 \times 6.55 = 58.47 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 58.47 + 9.82}{4} = 46.30 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 46.30 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 2.9 \text{ m} \\ l_y = 5.3 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.9}{5.3} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

VI.4.5.3.1.2 Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0908 \times 46.30 \times 2.9^2 = 35.35 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.2500 \times 35.35 = 8.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.3 Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 35.35 = 30.05 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 8.83 = 7.50 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 35.35 = -17.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

Tableau VI-13 Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	30.05	0.065	0.084	0.173	4.93	2	8HA12 = 9.05
	Y-Y	7.50	0.016	0.020	0.178	1.2	2	4HA8 = 4.52
Appui		-17.67	0.038	0.048	0.176	2.86	2	4HA12 = 4.52

VI.4.5.3.1.4 Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.5 Vérifications :

On a : $\begin{cases} \rho = 0.54 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.54) \times 100 \times 20 = 1.968 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.6 Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{46.30 \times 2.9}{2} \times \frac{(5.3)^4}{(5.3)^4 + (2.9)^4} = \mathbf{61.61 \text{ KN}} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{46.30 \times 5.3}{2} \times \frac{(2.9)^4}{(5.3)^4 + (2.9)^4} = \mathbf{10.09 \text{ KN}} \end{cases}$$

VI.4.5.3.1.7 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{61.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4.5.3.1.8 Calcul des moments

On a : $\rho = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 36.04 + 6.55 = 42.59 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 6.55 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 42.59 + 6.55}{4} = 33.58 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 33.58 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0948 \times 33.58 \times 2.9^2 = 26.77 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4050 \times 26.77 = 10.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 26.77 = 22.75 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 10.84 = 9.21 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 22.75 = -11.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau VI-14 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	22.75	5.76	26708	4.91 < 15	vérifiée	156.37 < 201.63	vérifiée
	y-y	9.21	4.30	15376	2.58 < 15	vérifiée	123.09 < 201.63	vérifiée
Appui		-11.37	4.30	15376	3.18 < 15	vérifiée	151.86 > 201.63	Vérifiée

VI.4.5.4 Ferrailage du voile périphérique

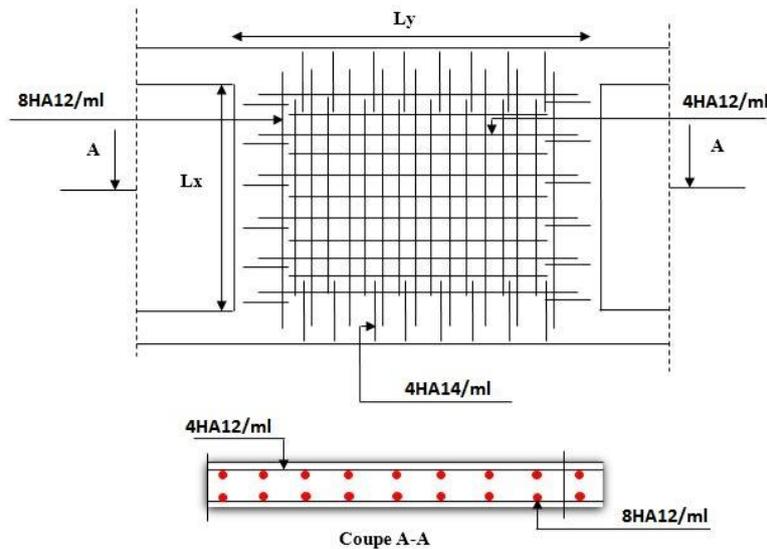


Figure VI-13 Ferrailage du voile périphérique.

VI.5 Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel ETABS version 16.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. Le pré dimensionnement est une étape primordiale pour le calcul des bâtiments, son intérêt est visualisé dans l'étape modélisation et la maîtrise des règlements en vigueur.
2. Les éléments non structuraux prennent une partie importante dans le calcul d'une structure , néanmoins ne sont pas calculés au séisme sauf pour les acrotères .
3. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
4. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
5. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
6. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
7. Le ferrailage des éléments structuraux est calculé par les règles de BAEL après extraction des efforts, mais le ferrailage des poteaux est vérifié par le minimum RPA ce qui donne un facteur sécuritaire important exigé par notre règlement.
8. L'infrastructure est une partie prenante dans la réussite d'un projet bâtiment, sa stabilité est importante.

Annexe 1

$\alpha = L_x / L_y$	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
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm^2)

\emptyset	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

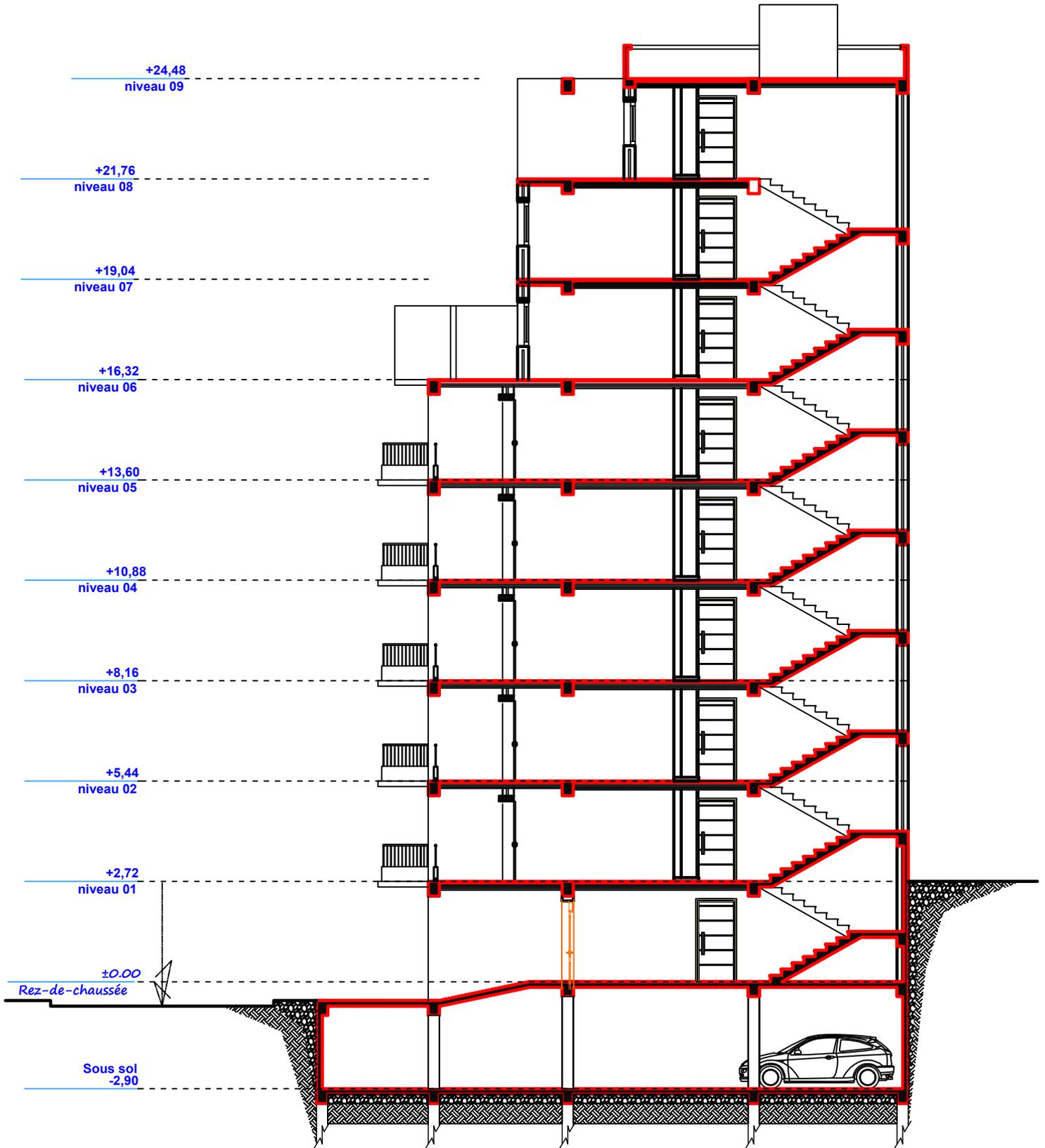
- **BAEL.91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
- **DTR BC-2.48** : (Règles parasismique Algériennes (RPA/Version 2003)
- Calcul des ouvrages en béton armé
- **DTR BC-2.4**: Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)
- **DTR BC 2.2**: (Charge permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1**: (règles de calcul des fondations superficielles) ; édition 1992
- Mémoires de fin d'études
- Cahier de cours de cursus

Autres documents consultés :

- Mémoires de fin d'études
- Cahier de cours de cursus

Logiciels utilisés :

- ETABS 2016
- GEOSEC
- AUTOCAD 2009



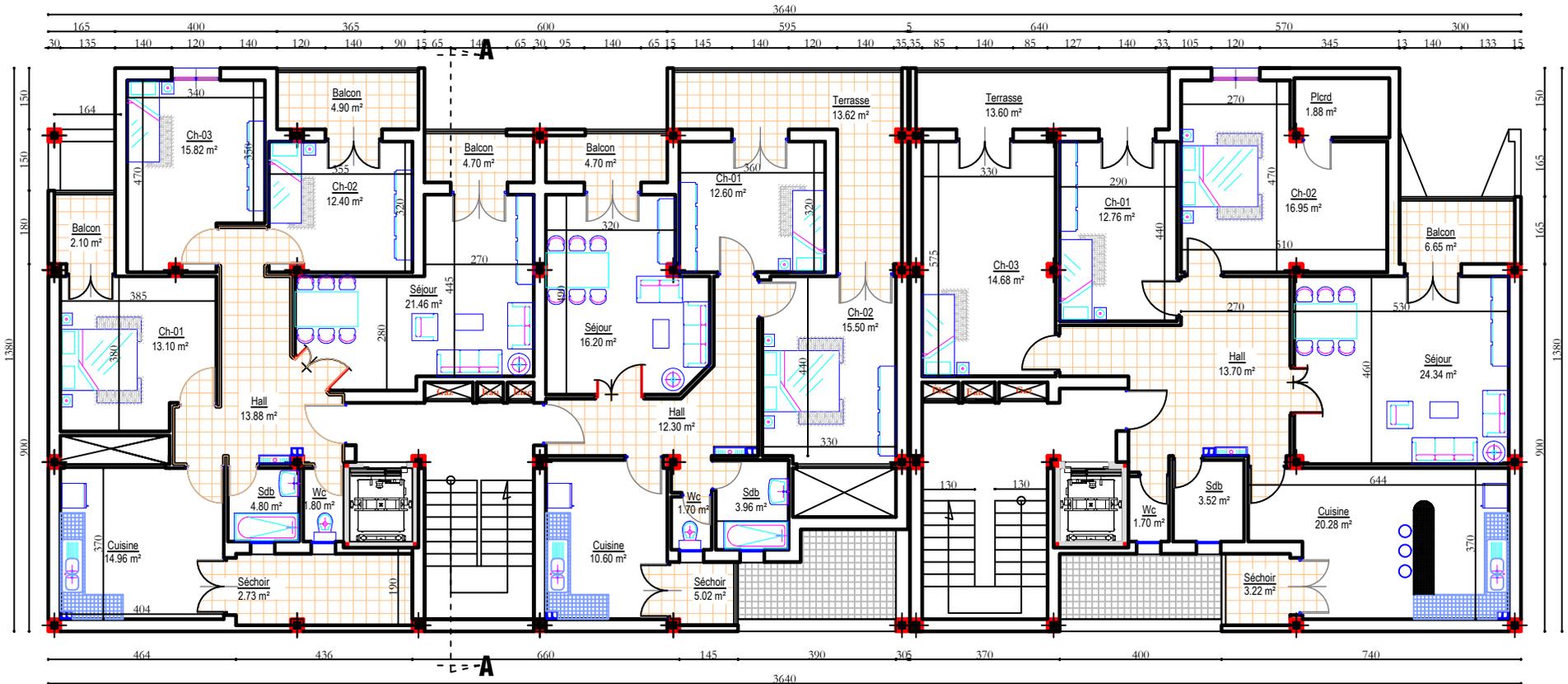
Coupe A-A

1/100



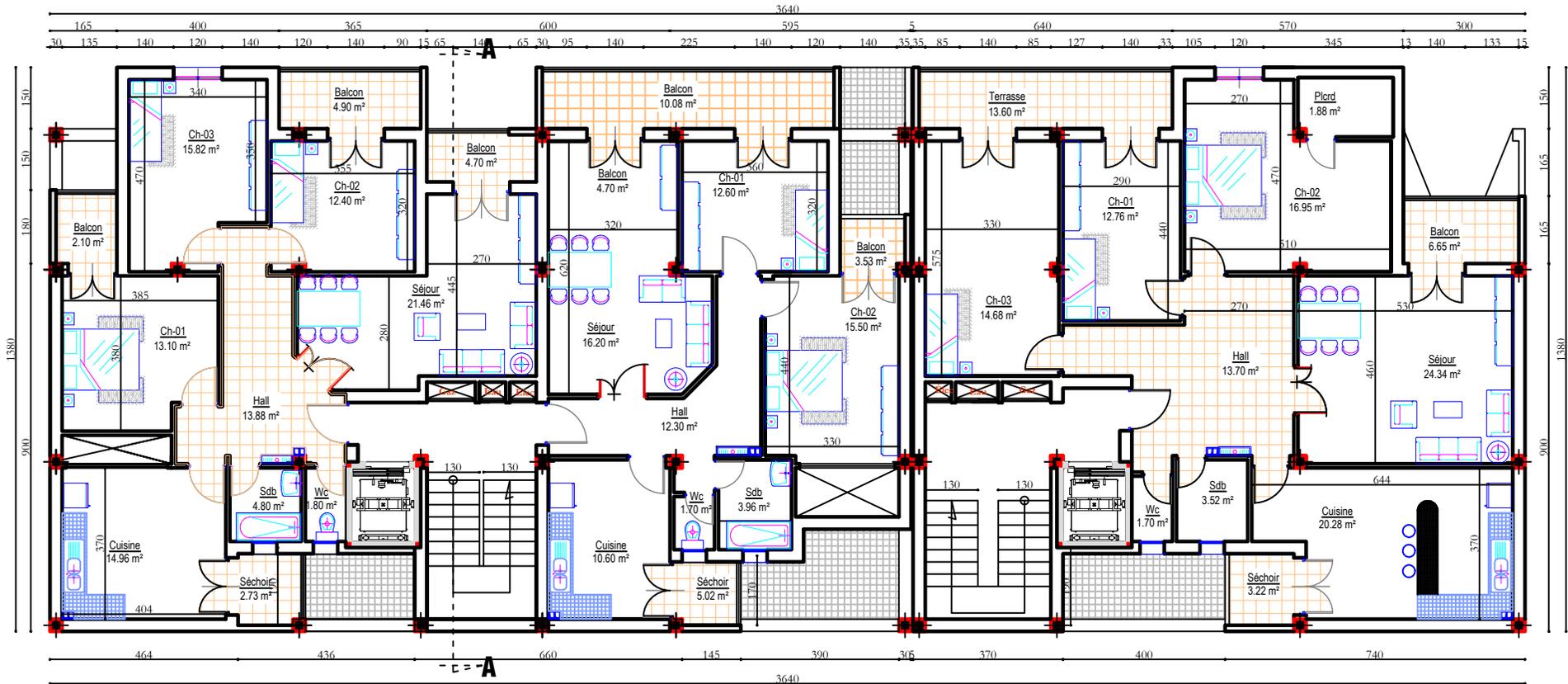
Façade principale

1/100



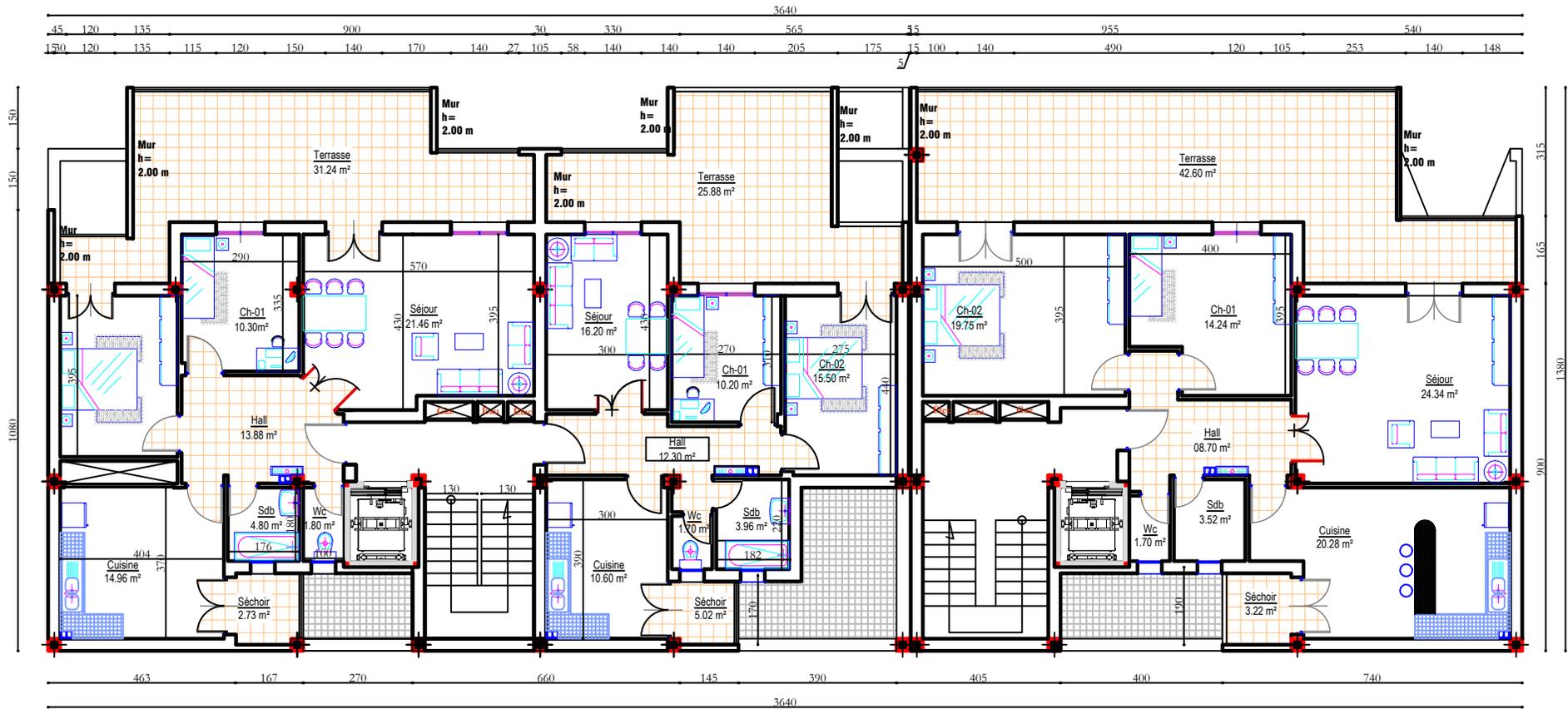
Plan étage 01

1/100



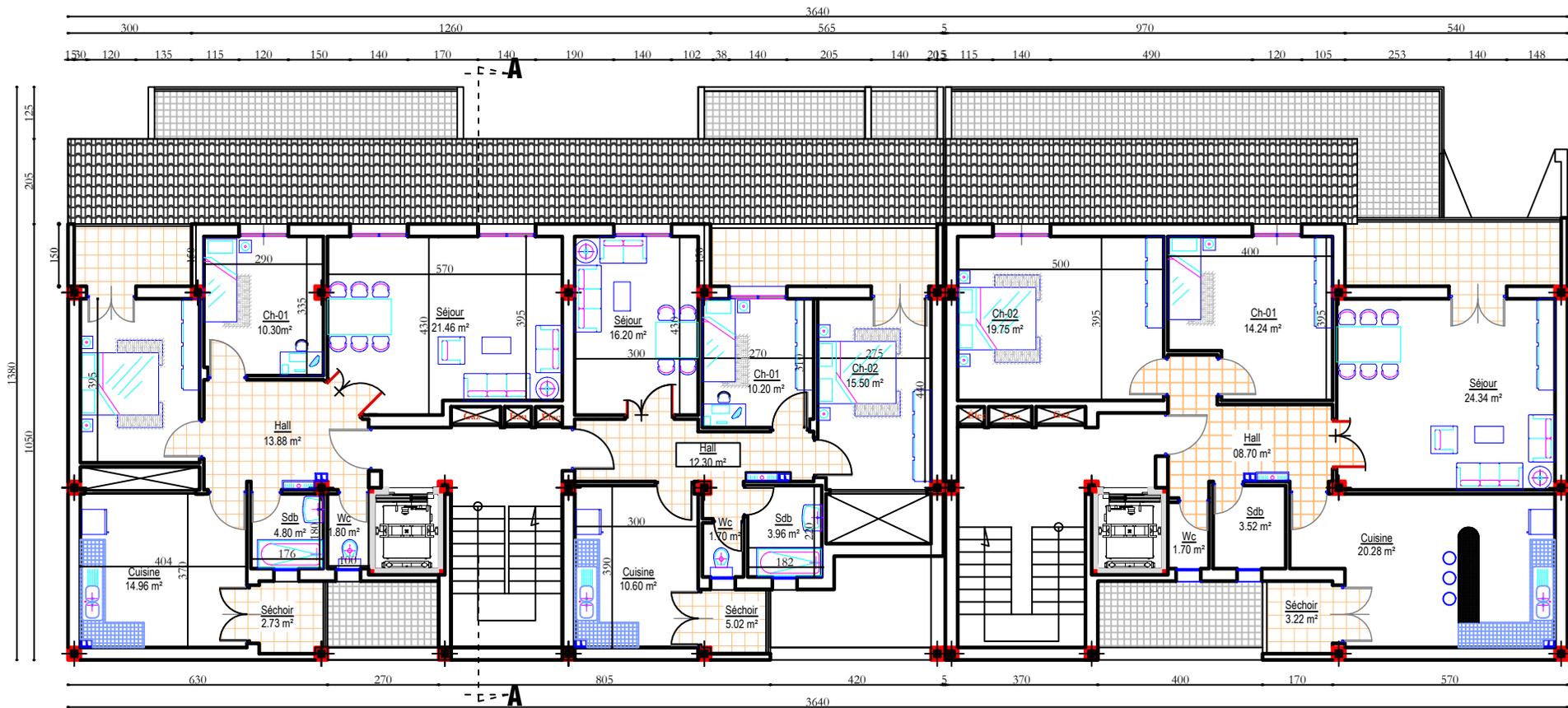
Plan étages 02-03-04-05

1/100



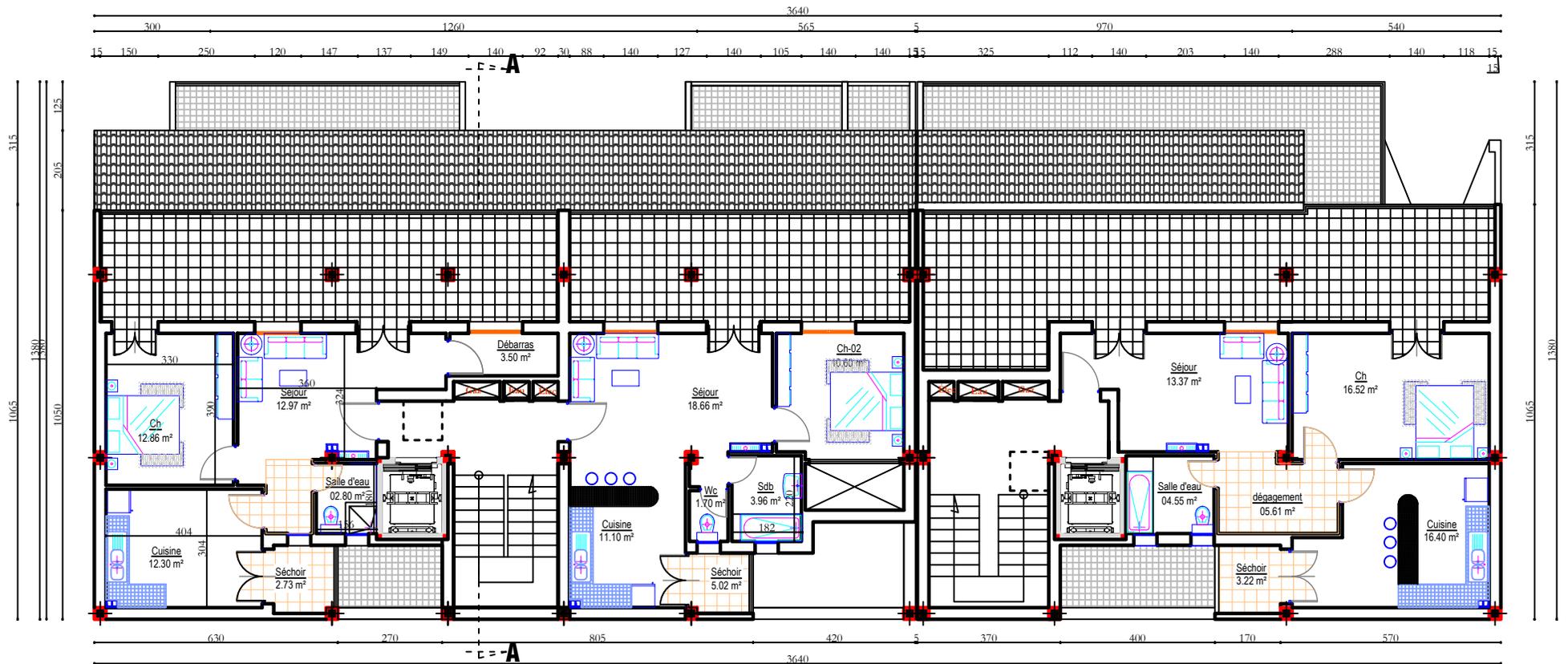
Plan étage 06

1/100



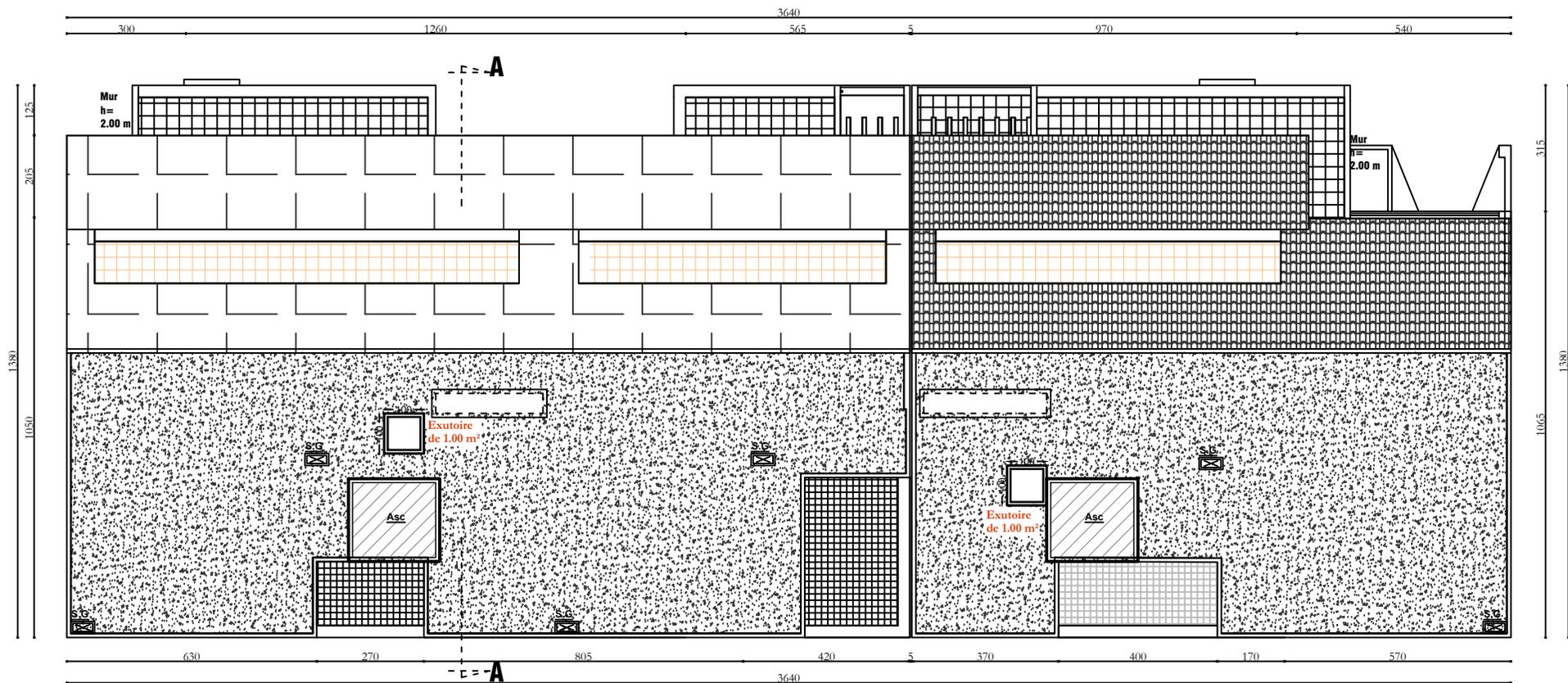
Plan étage 07

1/100



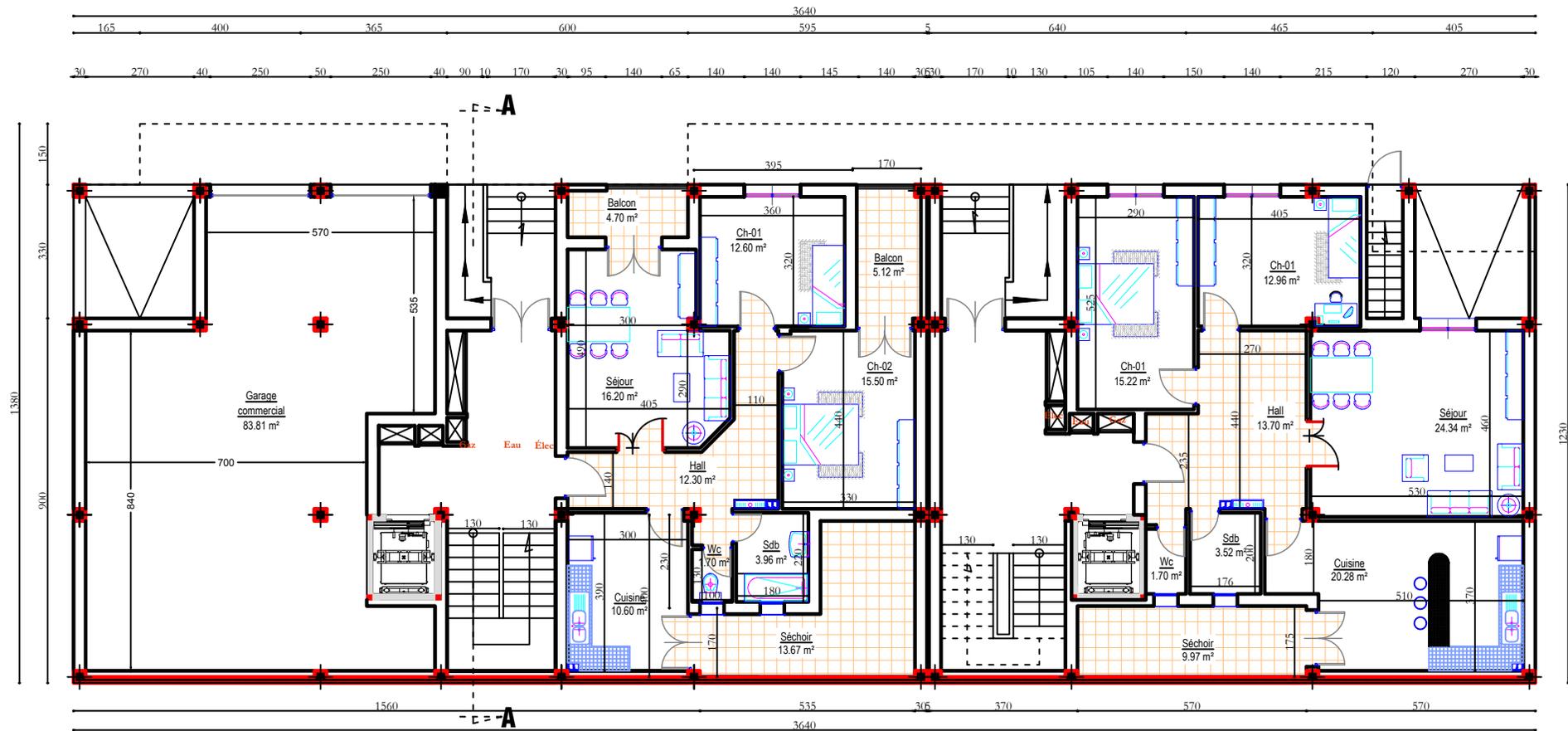
Plan étage 08

1/100



Plan terrasses

1/100



Plan rez de chaussée

1/100

