



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

*Thème : Etude d'un bâtiment en Béton armé
(RDC+service+8 avec un entre sol et sous-sol)*

Contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).

Présenté par :

*DEFLAOUI FATIMA
OUARAB NABILA*

Encadré par :

Mme : SOUIDI FATIHA

Membres de jury :

*Mr : OURABAH
Mme : SEKOUR*

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos cher parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promotrice **Mme Souidi Fatiha** de nous avoir guidé, suivi et accordé un grand intérêt à notre travail et pour la patience dont elle a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'elle nous a transmis.*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de jugé ce travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A un grand homme qui m'a toujours soutenu et qui a renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet homme est mon très cher père que dieu le garde.

A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour sa compréhension que dieu la protège.

A mon chère frère : Hakim

A mes chère : Sabrina, layetmas , Siham et Lamia et leurs familles .

A Mes nièces : Roumaissa , Norhane , Nesrine et la petite Milina.

A mes neveux : Mazighe , Hachemi, Zizou et Anes.

A mon chère fiancé : Nabil et ça famille.

A mes tentes et oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs copine : Nadjia et Sarah .

A mon binôme Ouarab Nabila et à toute sa famille qui a contribué à réalisation de ce modeste travail.

Deflaoui Fatima

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 existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.

A MA PROMOTRICE Mme SOUIDI

A toutes ma famille , mes oncles et tantes

A mes chers frères : bilal et Ahmed

A mes chers soeurs linda et lina

A tous mes amis, sans oublier Amina et cilia

A mes cousines et cousins

A les petits hamza, zizou ,mahdi ,aya, nada et ritadj

A mon binôme (deflaoui fatima) et à toute sa famille qui a contribué à réalisation de ce modeste travail

A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

Ouarab nabila

Sommaire

Chapitre I : généralités

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.2.2.Description technique de l'ouvrage.....	3
I.2.2.1 les Plancher	3
I.2.2.2. Les maçonneries.....	3
I.2.2.3. Revêtements.....	3
I.2.2.4. L'acrotère.....	3
I.2.2.5. Les escaliers.....	3
I.2.2.6. Les balcons.....	3
I.2.2.7. L'ascenseur.....	3
I.3. Choix du type de contreventement.....	4
I.4.Données géotechnique du site.....	4
I.5.Caractéristique des matériaux utilisé.....	4
I.5.1. Béton	7
I.5.2. L'acier	7
I.6. Combinaison de calcul.....	8
I.7.Règlements et normes utilisés.....	9
I.8. Conclusion	9

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	10.
II.2.Les planchers.....	10
II.2.1. Planchers à corps creux.....	10
II.2.1.1Disposition des poutrelles.....	10
II.2.1.2. Pré-dimensionnement du plancher.....	12
II.2.1.3. Pré-dimensionnement des poutrelles.....	12
II.2.2. Les dalles pleines.....	13
II.2.2.1. Dalle pleine reposant sur 3 appuis (D1).....	13
II.2.2.2. Dalle pleine sur 4 appuis (D2).....	14
II.2.2.3. Dalle pleine sur 2 appuis (D3).....	14
II.2.2.4.Dalle pleine sur 1 appuis (D4).....	14
II.3. Les poutres.....	14
II.3.1. Poutres principales.....	14
II.3.2. Poutres secondaires.....	15
II.4. Les voiles.....	15
II.5. Les escaliers.....	16
II.6. Evaluation des charges permanentes et surcharges	18
II.7. Acrotère	21
II.8. Descente de charge.....	21
II.8.1. Loi de dégression des charges (d.t.r.b.c.2.2art 6.3)	21
II.8.2. Surface afférente :.....	21
II.8.2.1.Surface afférente du Poteau p1	22

II.8.2.2. Surface afférente du Poteau p2.....	24
II.8.3. Vérification du poteau	27
II.9. Conclusion	28

Chapitre III : calcul les éléments secondaires

III.1. Introduction.....	30
III.2. Etude des planchers.....	30
III.2.1. Planchers à corps creux :.....	30
III.2.1.1. Les poutrelles.....	30
III.2.1.2. Méthodes de calcul.....	31
III.2.1.3 calcul des moments et efforts tranchants dans les poutrelles	33
III.2.1.4. ferrailage des poutrelles.....	37
III.2.1.5. Schémas de ferrailage des poutrelles	45
III.2.1.6. Ferrailage de la dalle de compression	46
III.2.2. Plancher à dalle pleine.....	47
III.2.2.1. Etude de la dalle sur 3 appuis (D1 étage courant).....	47
III.2.2.2. Etude d'une dalle sur 4appuis (D2).....	50
III.2.2.3. Etude d'une dalle sur 2 appuis (D3 étage courant).....	53
III.2.2.4. Etude d'une dalle sur 1 appuis (D4).....	55
III.3. Calcul des escaliers.....	56
III.3.1. Calcul d'escalier étage courant	56
III.3.2. Poutre palière	59
III.3.2.1. dimensionnement.....	59
III.3.2.2 calcul de la poutre palière.....	59
III.4. Calcul de l'acrotère	63
III.4.1. Définition.....	63
III.4.2. Sollicitations.....	63
III.4.3. Hypothèses de calcul.....	63
III.4.4. Evaluation des charges	64
III.4.5. calcul de l'excentricité.....	64
III.4.6 Le ferrailage	65
III.5. Etude de l'ascenseur.....	67

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	73
IV.2. Modélisation	73
IV.3. Méthodes utilisables	73
IV.3.1. Méthode Dynamique Modale Spectrale	73
IV.3.1.1. Principe	73
IV.3.1.2. Modélisation	73
IV.3.1.3. Calcul de la force sismique V statique	73
IV.3.1.4. Spectre de réponse de calcul.....	76
IV.3.2. Modélisation et résultats :.....	77
IV.4. Interprétations des résultats de l'analyse dynamique	78
IV.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	78
IV.4.2. Les modes de vibrations	79
IV.4.3. Justification de l'interaction (voiles-portiques).....	80
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques	81
IV.4.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	82
IV.4.6. Calcul des déplacements.....	83

IV.4.7. Justification vis à vis de l'effet P-Delta.....	84
IV.5.Conclusion :	85

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	86
V.2. Etude des poutres	86
V.2.1.Recommandation du RPA99/Version 2003.....	86
V.2.1.1.Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)	86
V.2.1.2.Armatures transversales (Art 7.5.2.2).....	86
V.2.2.Sollicitation et ferrailage des poutres.....	87
V.2.3.Vérification des armatures selon RPA99 (Art 7.5.2.1).....	87
V.2.3.1.Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections.....	87
V.2.3.1.Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections.....	88
V.2.3.3.Les longueurs de recouvrement	88
V.2.3.4.Les armatures transversales.....	88
V.2.3.5.Calcul des espacements des armatures transversales.....	88
V.2.4.Vérification à l'ELU.....	89
V.2.4.1.Contrainte tangentielle maximale.....	89
V.2.4.2.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	89
V.2.5.Vérification à l'ELS.....	90
V.3.Etude des poteaux.....	93
V.3.1.Calcul du ferrailage.....	95
V.3.2.Vérifications nécessaires.....	97
V.3.3. Vérification de la zone nodale.....	100
V.4.Etude des voiles.....	106
V.4.1.Exigence du RPA.....	106
V.4.2.Exemple de calcul.....	108
V.5.Conclusion.....	111

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	112
VI.2.Les différents types de fondations	112
VI.3.hoix du type des fondations.....	112
VI.4. Etude des fondations.....	112
VI.4.1. Vérification de la semelle isolée.....	113
VI.4.2. Vérification de la semelle filante.....	113
VI.4.3. Etude du radier.....	116
VI.4.3.1. Pré dimensionnement	117
VI.4.3.2. Vérification des contraintes dans le sol	118
VI.4.3.3. Vérification au cisaillement	120
VI.4.3.4. Vérification au poinçonnement	120
VI.4.3.5. Vérification de la poussée hydrostatique.....	121
VI.4.3.6. Vérification de la stabilité au renversement.....	121
VI.4.3.7. Ferrailage du radier.....	121
VI.4.5. Etude des nervures.....	125
VI.4.5.1. Méthode de calcul.....	126
VI.4.5.2. Calcul des sollicitations.....	126

VI.4.5.3. Schémas de ferrailage	132
VI.5. Etude de voile périphérique.....	133
VI.5.1. Introduction.....	133
VI.5.2. Dimensionnement des voiles.....	133
VI.5.2.1. Caractéristiques du sol.....	133
VI.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges.....	133
VI.5.3. Ferrailage du voile périphérique.....	134
VI.5.4. Schémas de Ferrailage du voile périphérique.....	137
VI.6. Conclusion.....	138

Listes des Figures

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I :

FIGURE. I.1:LES DIMENSIONS EN ELEVATION DE LA STRUCTURE	2ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE I.2.LES DIMENSIONS EN PLAN DE LA STRUCTURE.....	2ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE I.3. DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATION DU BETON A ELU.	6
FIGURE.I.4.DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE L'ACIER	7

CHAPITRE II

FIGURE II.1.PLAN DE DISPOSITION DES POUTRELLES (RDC ET SERVICE).....	10
FIGURE II.2.PLAN DE DISPOSITION DES POUTRELLES (SOUS-SOL ET E.SOL).....	11
FIGURE II.3.PLAN DE DISPOSITION DES POUTRELLES (ETAGE COURANT)	11
FIGURE II.4.PLAN DE DISPOSITION DES POUTRELLES TERRASSE INACCESSIBLE.....	11
FIGURE II.5. COUPE DU PLANCHER A CORPS CREUX.	12
FIGURE II.6. COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRELLE.	1ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE.II.7. DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS (D1).....	13
FIGURE.II.8. DALLE PLEINE SUR 4 APPUIS	14
FIGURE.II.9. DALLE PLEINE SUR 2 APPUIS	14
FIGURE.II.10. DALLE PLEINE SUR 1 APPUI	14
FIGURE II.11. SCHEMA D'UN VOILE	15
FIGURE.II.12.SCHEMA DE L'ESCALIER.	16
FIGURE. II.13.VU EN PLANS DE L'ESCALIER	17
FIGURE.II.14.SCHEMA DE L'ACROTERE.....	21
FIGURE.II.15 : LA SURFACE QUI REVIENT AU POTEAU P1EC	22
FIGURE. II.16: LA SURFACE QUI REVIENT AU POTEAU P1 TERRASSE INACCESSIBLE.....	22
FIGURE. II.17: LA SURFACE QUI REVIENT AU POTEAU P2 ETAGE COURANT.....	24
FIGURE. II.18: LA SURFACE QUI REVIENT AU POTEAU P2 TERRASSE INACCESSIBLE.....	24

CHAPITRE III

FIGURE III.1.SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.	46
FIGURE III.2. SCHEMA DE LA DALLE (D 1).....	47
FIGURE III.3. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS	50
FIGURE III.4. SCHEMA DE LA DALLE (D 2).....	50
FIGURE III.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE (D2).....	53
FIGURE III.6.DALLE PLEINE SUR 2 APPUIS	53
FIGURE III.7. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE SUR 2 APPUIS	55
FIGURE III.8. SCHEMA DE LA DALLE (D4).....	55
FIGURE III.9. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE (D4).....	56
FIGURE III.10. SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER.....	57
FIGURE III.11. CHARGEMENT REPRIS PAR LA VOLEE	57
FIGURE III.12. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE	59
FIGURE III.13. : SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE	59
FIGURE III.14. SECTION CREUSE EQUIVALENTE A LA POUTRE PALIERE	61
FIGURE III.15. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE III.16. SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE	6ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE III.17. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	66
FIGURE III. 18.LES DIMENSIONS DE L'ASCENSEUR.....	67
FIGURE III.19.ILLUSTRATION DE LA SURFACE D'IMPACT.	69
FIGURE III.20:SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA DALLE AU-DESSOUS	72
FIGURE III. 21. FERRAILLAGE DE LA DALLE DES MACHINES.	72

CHAPITRE IV

FIGURE IV.1. SPECTRE DE REPONSE	76
FIGURE IV. 2. VU EN 3D DE LA STRUCTURE MODELISE AVEC LE LOGICIEL ETABS.....	77
FIGURE.IV.3.VU EN PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT.....	77
FIGURE IV.4. MODE 1 DE DEFORMATION (TRANSLATION SUIVANT L'AXE X-X).....	79
FIGURE IV.5. MODE 2 DE DEFORMATION (TRANSLATION SUIVANT L'AXE Y-Y).....	79
FIGURE IV.6. (MODE 3) ROTATION SUIVANT L'AXE Z-Z.....	80

CHAPITRE V

FIGURE V.1. ZONE NODALE.....	94
FIGURE V.2. SECTION D'UN POTEAU.....	98
FIGURE V.3. REPARTITION DES MOMENTS DANS LA ZONE NODALE.....	100
FIGURE V.4. ARMATURE TRANSVERSALE DANS LA ZONE NODALE.....	103
FIGURE V.5. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	105
FIGURE V.6. ZONE TENDUE ET COURANTE DANS LES VOILES.....	109
FIGURE V.7. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	111

CHAPITRE VI

FIGURE VI. 1. LES DIFFERENTES FILES DES SEMELLES FILANTES.....	114
FIGURE VI. 2. LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITE.....	122
FIGURE VI. 3. FERRAILLAGE DU RADIER.....	124
FIGURE VI. 4. FERRAILLAGE DU DEBORD.....	125
FIGURE VI. 5. SCHEMA DES LIGNES DE RUPTURES.....	125
FIGURE VI.6. REPARTITION DES CHARGES SUR LA NERVURE LA PLUS SOLLICITEE SELON LE SENS X-X.....	126
FIGURE VI.7. REPARTITION DES CHARGES SUR LA NERVURE LA PLUS SOLLICITEE SELON LE SENS Y-Y.....	127
FIGURE VI.8. SCHEMA DES NERVURES.....	129
FIGURE VI.9. FERRAILLAGE DES NERVURES.....	132
FIGURE VI.10. VOILE PERIPHERIQUE.....	133
FIGURE VI.11. FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	137

Listes des Tableaux

Chapitre II

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	18
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....	18
Tableau II.3: Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	19
Tableau II.4 : Evaluation des charges des dalles pleines (balcons).....	19
Tableau II.5: Evaluation des charges des murs extérieurs.....	19
Tableau II.6 : Evaluation des charges de palier.....	20
Tableau II.7. Evaluation des charges sur la volée.....	20
Tableau II.8.charges revenantes a l'acrotère.....	21
Tableau II.9. Evaluation de la descente de charge de poteau P1.....	22
Tableau II.10. Evaluation de la descente de charge de poteau P2.....	25
Tableau II.11. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.....	26
Tableau II.12. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.....	27
Tableau II.13. Résultats de la vérification au flambement.....	28

Chapitre III

Tableau III.1.charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	33
Tableau III.2. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible).....	35
Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles (Etage courant).....	36
Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles (sous-sol entre sol).....	37
Tableau III.5. les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.....	37
Tableau III.6.récapitulatif du ferrailage (terrasse inaccessible).....	38
Tableau III.7. Vérification des contraintes en appuis.....	40
Tableau III.8. Calcul des moments correspondants.....	41
Tableau III.9. calcul des contraintes correspondantes.....	41
Tableau III.10. Calcul coefficient μ	42
Tableau III.11. Calcul des moments d'inerties fictives.....	42
Tableau III.12. Vérification de la flèche.....	42
Tableau III.13.calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	43
Tableau III.14.armatures longitudinales et transversales adoptées.....	43
Tableau III.15.vérification des armatures longitudinale au cisaillement.....	43
Tableau III.16.vérification des états limite de compression du béton.....	44
Tableau III.17.vérification des états limite de déformations.....	44
Tableau III.18. Le ferrailage selon les deux sens.....	48
Tableau III.19. vérification à l'ELS.....	49
Tableau III.20. calcul des sections d'acier à l'ESL.....	49
Tableau III.21. Vérification de la flèche.....	49
Tableau III.22: Les différents moments.....	51
Tableau III.23 Le ferrailage selon les deux sens.....	51
Tableau III.24. vérification à l'ELS.....	52
Tableau III.25. Vérification de la flèche.....	53
Tableau III.26. Le ferrailage des armatures principales.....	54
Tableau III.27.la contrainte dans le béton et dans l'acier.....	54
Tableau III.28. Le ferrailage des armatures principales.....	55
Tableau III.29.la contrainte dans le béton.....	56
Tableau III.30. Le ferrailage à ELU.....	57

Listes des Tableaux

Tableau III.31. Vérification d'état limite de compression du béton.....	58
Tableau III.32. Vérification de la flèche.....	58
Tableau III.33. Les sollicitations dans la poutre.....	60
Tableau III.34. Le ferrailage de la poutre.....	60
Tableau III.35. Le ferrailage à la torsion.....	62
Tableau III.36. Vérifications à l'ELS.....	62
Tableau III.37. Les sollicitations de calcul.....	64
Tableau III.38. Les sollicitations de ferrailage de la section.....	65
Tableau III.39. Ferrailage des armatures longitudinales.....	65
Tableau III.40. Ferrailage de dalle.....	68
Tableau III.41. Vérifications à l'ELS.....	69
Tableau III.42: Le ferrailage de la dalle.....	71
Tableau III.43: vérification des contraintes.....	72

Chapitre IV

Tableau IV.1. valeurs des pénalités.....	75
Tableau IV.2. mode de la période et la participation masse rations.....	78
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	80
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	81
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	82
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	82
Tableau IV.7. Vérification des déplacements.....	83
Tableau IV.8. Vérification des effets (P- Δ).....	84

Chapitre V

Tableau V.1. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	87
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	89
Tableau V. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	89
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression.....	90
Tableau V.5. Vérification de l'état limite de déformation.....	90
Tableau V.6. Les schémas ferrailage des poutres principales.....	91
Tableau V.7. Les schémas de Ferrailage des poutres principales.....	92
Tableau V. 8. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.....	95
Tableau V.9. Vérification du ferrailage transversal.....	96
Tableau V.10. Vérification au flambement des poteaux.....	98
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans les poteaux.....	99
Tableau V.12. Vérification des contraintes de cisaillements.....	100
Tableau V.13. Moment résistant des poteaux.....	101
Tableau V.14. Moment résistant dans les poutres.....	101
Tableau V.15. Vérification des zones nodales poutres principales.....	102
Tableau V.16. Vérification des zones nodales poutres secondaires.....	102
Tableau V.17. Moment résistant des poteaux.....	103
Tableau V.18. Sollicitations dans le voile du Vy2.....	108
Tableau V.19. Ferrailage du voile VY2.....	110

Listes des Tableaux

Chapitre VI

Tableau VI.1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.....	115
Tableau VI.2. Tableau du ferrailage de radier.....	122
Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	123
Tableau VI.4 Calcul des armatures à l'ELS.....	123
Tableau VI.5 Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.....	123
Tableau VI.6. Les chargements sur les travées sens X-X.....	127
Tableau VI.7. Les chargements sur les travées sens Y-Y.....	127
Tableau VI.8. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.....	128
Tableau VI.9. Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.....	128
Tableau VI.10. Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.....	127
Tableau VI.11. Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.....	128
Tableau VI.12. Calcul des ferrailages.....	129
Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS.....	130
Tableau VI.14. Calcul des armatures à l'ELS.....	130
Tableau VI.15. Ferrailage des voiles périphériques.....	134
Tableau VI.16. Vérification des contraintes à l'ELS.....	135
Tableau VI.17. Calcul des armatures à l'ELS.....	136

***Introduction
générale***

Introduction générale

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

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût .

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Le travail est réalisé selon le plan suivant :

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

Chapitre I :

Généralités

I.1 Introduction:

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et états limites de l'ouvrage, ce que fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier un bâtiment (RDC+service+8 avec un entre sol et sous-sol), ce projet implanté à SIDI AICH wilaya de BEJAIA, cette région est classée en zone moyenne sismicité (zone IIa e RPA 99 /version 2003).

Le bâtiment est composé :

- ❖ D'un sous-sol un entre sol et 8 niveaux.
- ❖ Une terrasse inaccessible.

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont:

- ❖ Largeur en plan de sous-sol et l'entre sol 17 m.
- ❖ Longueur en plan de sous-sol et l'entre sol 39.30m.
- ❖ Longueur de RDC et les étages courant 21.90m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment 38.76m.
- ❖ Hauteur du sous-sol et entre sol 3.23m.
- ❖ Hauteur du RDC 3.23m.
- ❖ Hauteur d'étage courant 3.23m.

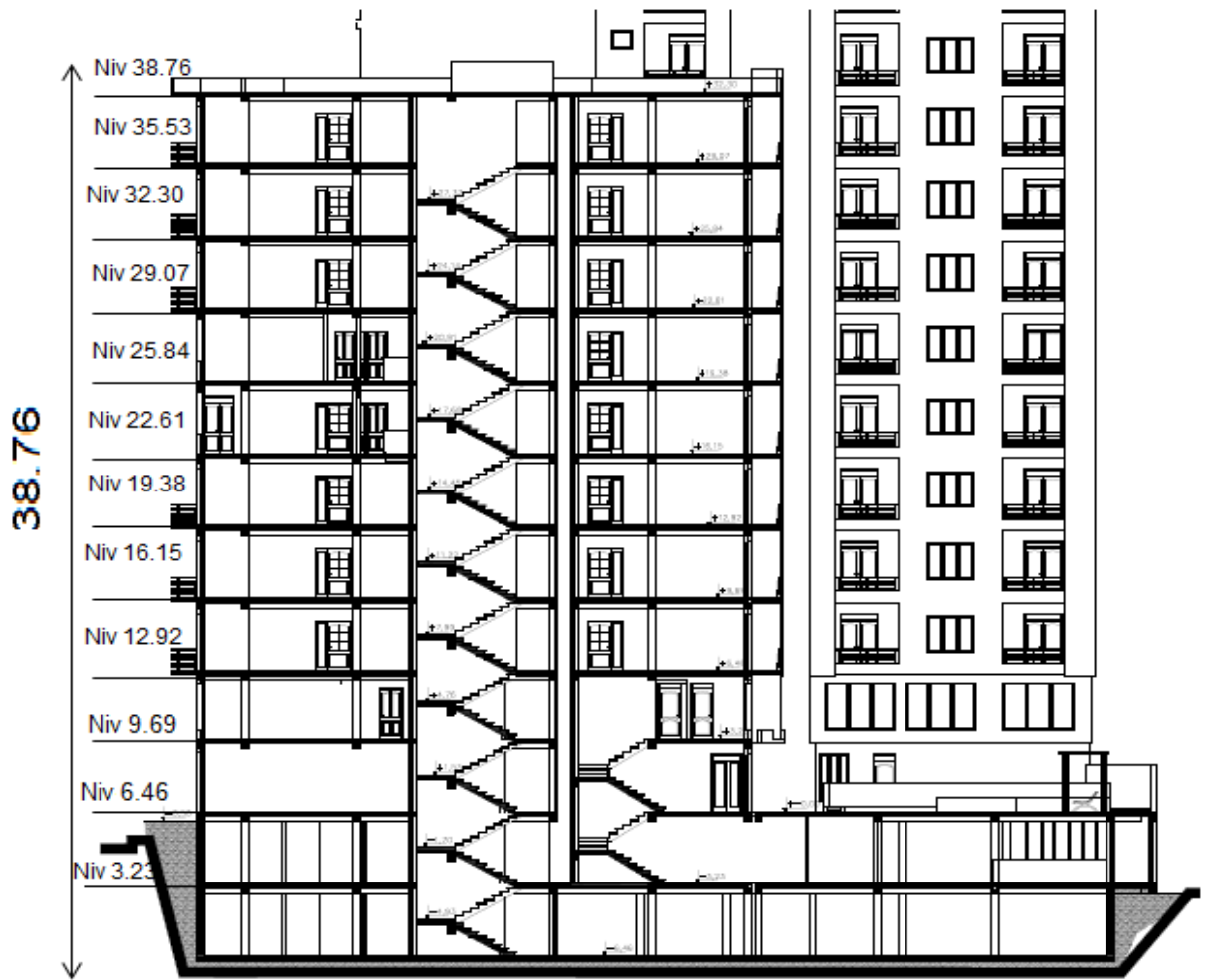


Figure. I.1:les dimensions en élévation de la structure

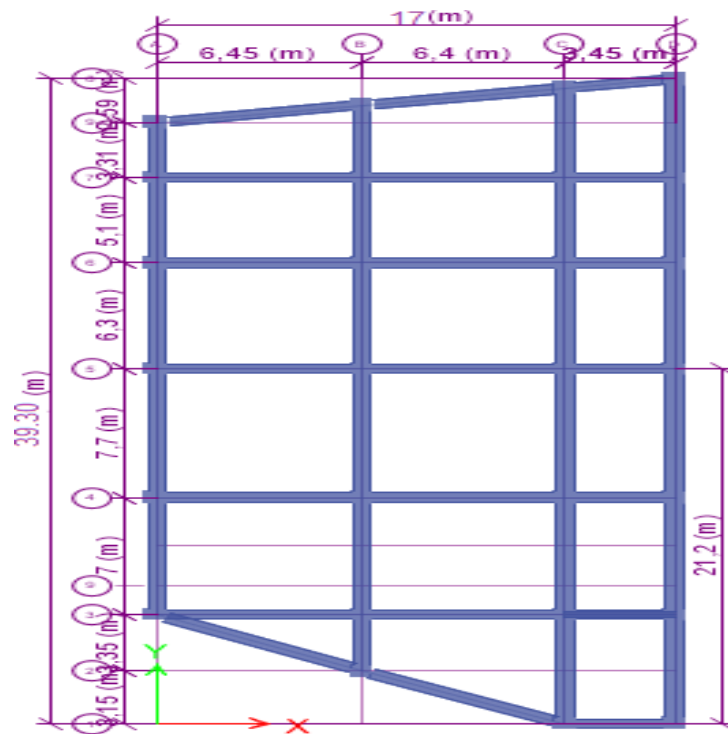


Figure I.2.les dimensions en plan de la structure

I.2.2 Description technique de l'ouvrage :

I.2.1 Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs.

I.2.2 La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses a doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm épaisseur) séparés par une lame d'air d'épaisseurs 5 cm pour l'isolation thermique et phonique. Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.3 Revêtements :

Le revêtement est conçu comme suite :

- **Etage courant** : carrelage ; enduit de plâtre ; enduit ciment ; chape ; ciment ; lit de sable.
- **Terrasse** : enduit de plâtre ; liège ; béton de pente ; étanchéité multicouche protection ; gravillon roulé.

I.2.4 Acrotère :

On appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60cm.

I.2.5 Escalier :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé appuyées sur un palier de repos coulé sur place. Le bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées avec un palier de repos et des escaliers préfabriqués.

I.2.6 Les balcons :

Sont réalisées en dalle pleine.

I.2.7 L'ascenseur :

Est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les usagers du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I.3. Choix du type de contreventement

Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction (Article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)

I.4. Données géotechniques du site

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (site ferme).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.80\text{bars}$.
- L'ancrage minimal des fondations préconisé est de: **D=4.50m**.
- Les caractéristiques géotechniques du sol: $\gamma_h=1.86\text{t/m}^3$, $C=0.51\text{bars}$, $\phi=21.97^\circ$.

I.5. Caractéristiques des matériaux utilisés :

I.5.1-Béton :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant dans des proportions bien définies :

- Un liant : qui est généralement le ciment
- Des granulats : sable et graviers
- De l'eau
- Et éventuellement un adjuvant qui est un produit chimique dosé en faible quantité, il a pour but l'amélioration de certaines propriétés du matériau.

L'avantage de l'utilisation du béton est qu'il offre une garantie de résistance ainsi qu'une Protection des armatures (contre la corrosion).

➤ Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression. Elle est évaluée à 28 jours dits valeur caractéristique requise notée f_{c28} .

Dans notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$. **CBA Art (A.2.1.1.1)**

Pour évaluer la résistance caractéristique à la compression $j < 28$ jours on peut utiliser les formules suivantes :

$$\text{pour } j \leq 28 \text{ jours} \quad \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.401+0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{pour } j \geq 28 \text{ jours} \quad \longrightarrow f_{cj} = f_{c28} \rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa}$$

➤ **Résistance du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{SI : } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas pour $j=28$ jours et $f_{c28}=25\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{i28}= 2.1\text{MPa}$

➤ **Déformation longitudinale du béton :**

• **Module de déformation longitudinale instantané :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h ;

Le module de déformation longitudinale instantané du béton est : le module de young.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa (Art A.2.1.2.2 CBA93)}$$

• **Module de déformation longitudinale différé :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa (Art A.2.1.2.1 CBA93)}$$

• **Module de déformation transversale :**

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton

ν : coefficient de Poisson.

➤ **Coefficient de Poisson :**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.0 \text{ à l'ELU pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

Diagramme contraintes déformation du béton :

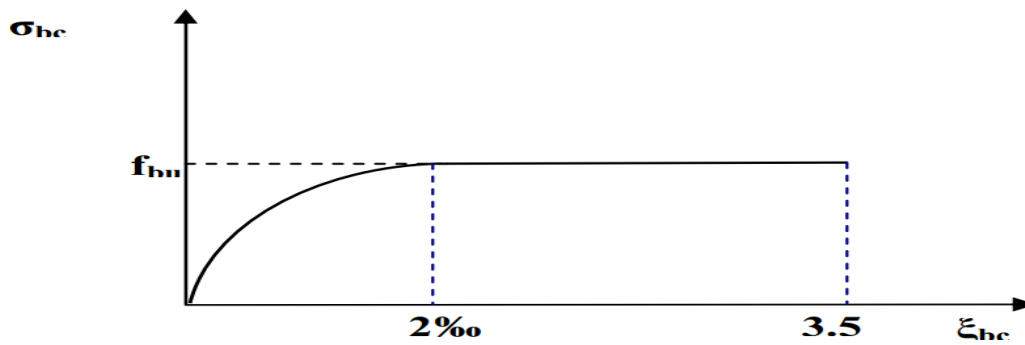


Figure I.3. Diagramme contraintes déformation du béton à ELU (**BAEL 91**).

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ». La contrainte limite ultime est donnée par :

➤ **Contrainte limite à l'ELU :**

La contrainte en compression est donnée par : $F_{bu} = 0.85f_{c28} / \theta \gamma_b$ **BAEL91(Art.A.4.3.4)**

Avec :

θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & \text{Lorsque la durée probable d'application 24 heures.} \\ 0.9 & \text{Lorsque 1 heure la durée probable d'application 24heures.} \\ 0.85 & \text{Lorsque la durée probable d'application 1 heure.} \end{cases}$$

γ : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisé dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma = 1.5 & \text{en situation durable (S.D)} \\ \gamma = 1.15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \left\{ \begin{array}{ll} f_{bu} = 14.167\text{MPa} & \text{en (SDT)} \\ f_{bu} = 18.478\text{MPa} & \text{en (SA)} \end{array} \right\}$$

➤ **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article **A.5.2.11 de BAEL91** on a :

- Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable

$$\tau_{adm} = \min (0.20 \times f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour les situations durables ou transitoires} \\ 4.34 \text{ MPa} & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\tau_{adm} = \min (0.15 \times f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \begin{cases} 2.5 \text{ MPa} & \text{pour les situations durables ou transitoires} \\ 3.26 \text{ MPa} & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

I.5.2- L'acier :

Contrairement au béton, l'acier a un comportement identique en traction et en compression. Les aciers utilisés comme armatures dans le béton sont désignés par :

Leur forme : barre lisse, barre haute adhérence.

On a deux classes d'acier Fe400 et Fe500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des Fe400 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{MPa}$;
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{MPa}$;
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$;
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$;
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$;

Contrainte limite :

Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

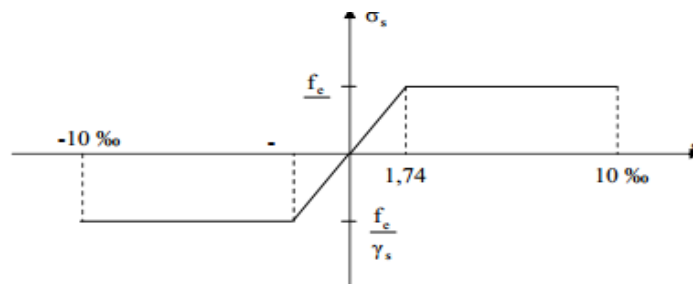


Figure.I.4.Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL 91).

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la Pente E_s de la droite d'élasticité.

Contraintes limites σ_s :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{talque} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en SDT} \\ 1 & \text{en SA} \end{cases}$$

γ_s : coefficient de sécurité d'acier.

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{pour une situation courante .} \\ 400 \text{ MPa} & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

Etat limite de service :

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- $\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c,28}}) \text{ FP}$
- $\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c,28}}) \text{ FTP}$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6\text{mm}$.

I.6. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies par :

a- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

- ✓ Pour les situations durables :
 $P = 1,35 G + 1,5 Q$
- ✓ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »
 $P = G + Q \pm E$
 $P = 0,8 G \pm E$

b- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance « **E.L.S** » sont :

$$P = G + Q$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.7. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ CBA93. (Code du Béton Armé).
- ❖ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.8. Conclusions :

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont données comme suite :

Béton	{	<i>Résistance caractéristique (f_{c28})</i>	<i>25MPa</i>
		<i>contraintes limite à l'ELU:</i>	
		<i>situation durable</i>	<i>14.2 MPa</i>
		<i>situation accidentelle</i>	<i>18.45 MPa</i>
		<i>contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})</i>	<i>15 MPa</i>

Acier	{	<i>limite d'élasticité (f_e)</i>	<i>400MPa</i>
		<i>Module d'élasticité</i>	<i>2×10^5</i>
		<i>contraintes calcul à l'ELU:</i>	
		<i>situation durable</i>	<i>348 MPa</i>
		<i>situation accidentelle</i>	<i>400 MPa</i>
		<i>contrainte à l'ELS :</i>	
	<i>FN</i>	<i>240 MPa</i>	
	<i>FTN</i>	<i>176MPa</i>	

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner les différents éléments de notre structure, Pour le faire on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBAII.2.

II.2. les planchers :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations et autres charges permanentes (cloisons, revêtement, ...) et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs) et aussi une isolation thermique, phonique et étanchéité.

On utilise deux types de planchers :

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

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{dc}$).

II.2.1.1. Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

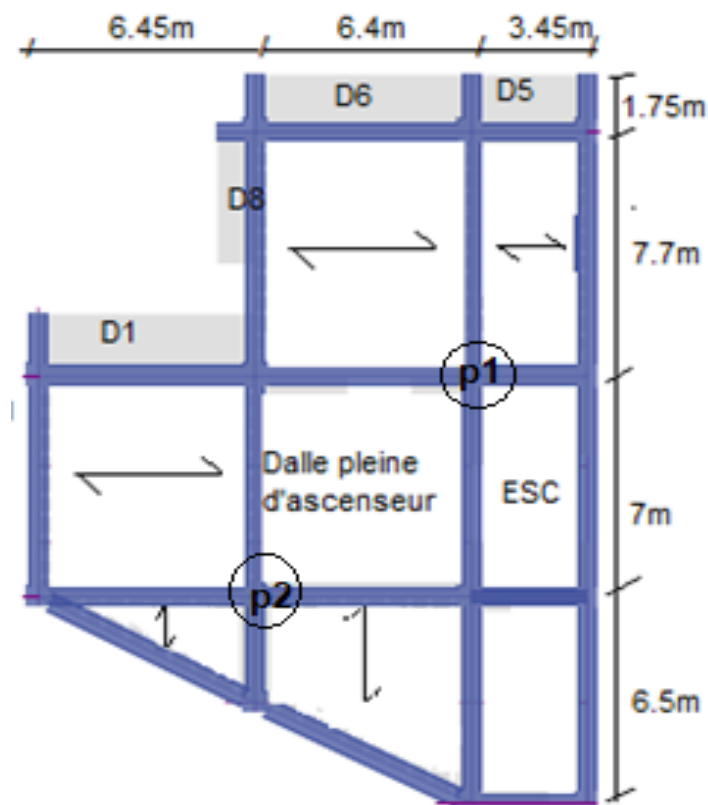


Figure II.1. Plan de disposition des poutrelles (RDC et service)

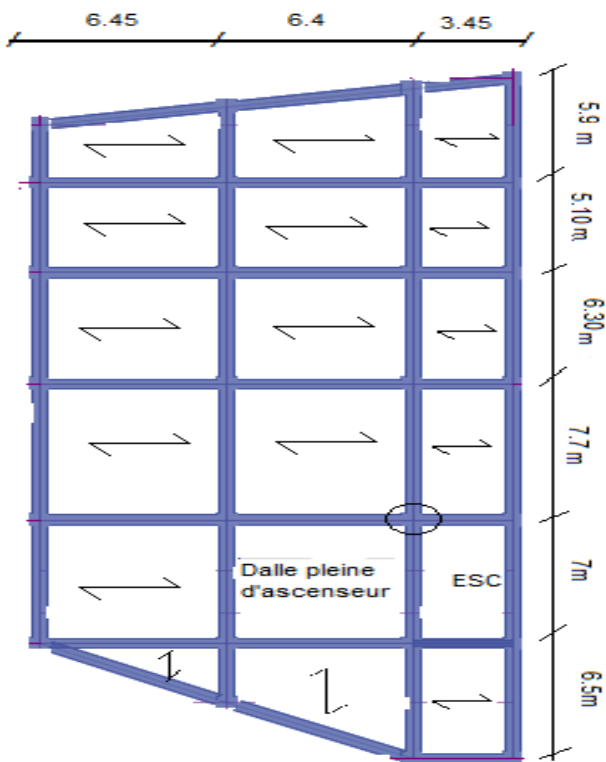


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (sous-sol et E.sol)

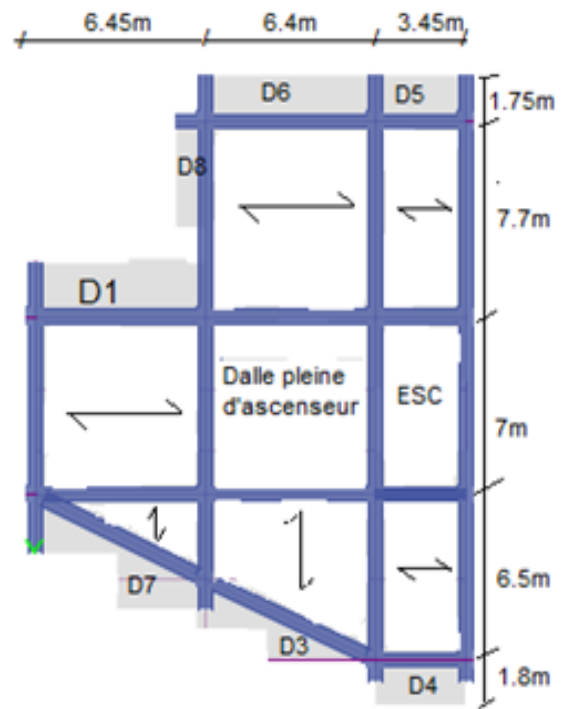


Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles (étage courant)

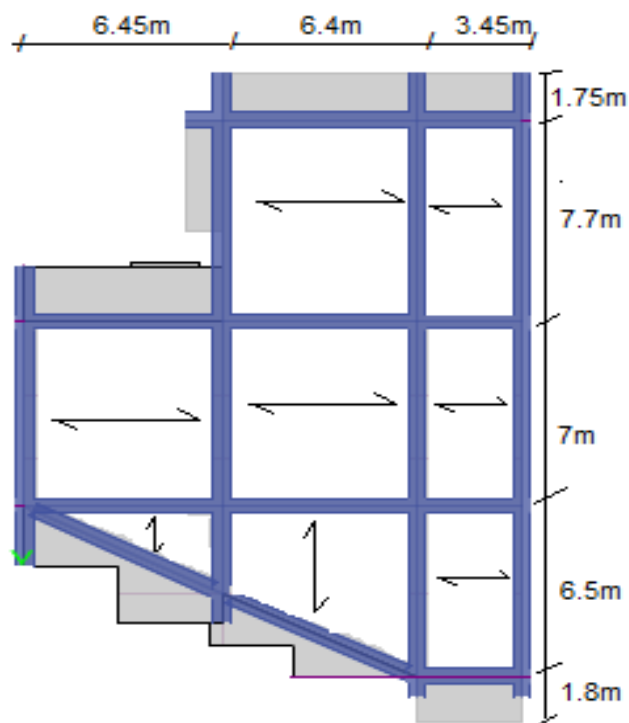


Figure II.4. Plan de disposition des poutrelles terrasse inaccessible

II.2.1.2. pré-dimensionnement du plancher

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles qui est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)}$$

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition les poutrelles.
 h : la hauteur du plancher.

$$L = 645 - 30 = 615 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h \geq \frac{615}{22.5} = 27.33 \text{ cm.}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 25cm.

Avec $\left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{ hauteur de la table de compression.} \end{array} \right.$

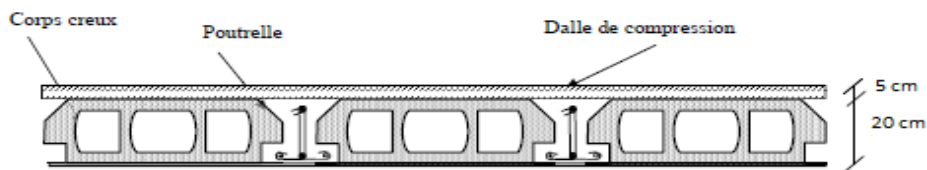


Figure II.5. Coupe du plancher à corps creux.

II.2.1.3. pré-dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

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

L_x : distance entre nus des poutrelles

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles

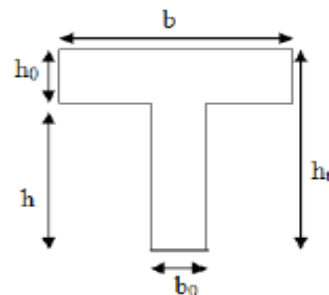


Figure II.6. Coupe transversale d'une poutrelle.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h_t=30\text{cm} ; h_0=5\text{cm} ; h=25\text{cm} ; b_0=10\text{cm}$$

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

$$L_y=345-30 = 315\text{cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{315}{10}\right) \Rightarrow b=65\text{cm.}$$

II.2.2. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée L_y la plus grande portée du panneau.

$$\text{Avec :} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

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

✓ **critère de résistance :**

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$

✓ **Critère de résistance au feu :**

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

✓ **Critère d'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc on limite notre épaisseur à $e=14\text{cm}$.

II.2.2.1. Dalle pleine reposant sur 3 appuis (D1) :

$$\rho = \frac{1.5}{6.45} = 0.23 < 0.4$$

$$\text{Critère de résistance} \quad \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

e : épaisseur de la dalle

l_x : le plus petit côté du panneau de la dalle

Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu,

$$e \geq 11\text{cm}$$

$$\left\{ \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \right\} \Rightarrow \{3.33 \leq e \leq 3.75\}$$

D'où on prend $e = 12\text{cm}$.

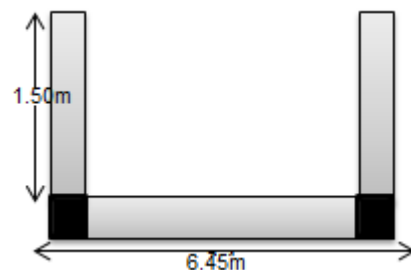


Figure.II.7. dalle pleine sur 3 appuis

II.2.2.2. Dalle pleine reposant sur 4 appuis (D2) :

$$\rho = \frac{640}{700} = 0.91 > 0.4$$

Critère de résistance $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

$$\left\{ \frac{640}{45} \leq e \leq \frac{640}{40} \Rightarrow \{14.22 \leq e \leq 16 \right.$$

On prend $e = 16cm$

appuis

II.2.2.3. Dalle pleine reposant sur 2 appuis (D3) :

$$\rho = \frac{0.85}{3} = 0.28 < 0.4$$

Critère de résistance $e \geq \frac{l_x}{20}$

$$\left\{ e \geq \frac{85}{20} = 4.25cm \right.$$

On prend $e = 12cm$

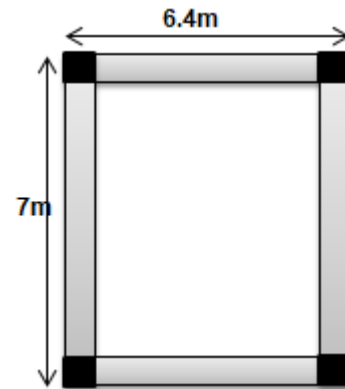


Figure.II.8. dalle pleine sur 4

II.2.2.4. Dalle pleine reposant sur 1 appui (D4) :

3.75m

$$\rho = \frac{1.45}{3.75} = 0.38 < 0.4$$

Critère de résistance $e \geq \frac{l_x}{20}$

$$\left\{ e \geq \frac{180}{20} = 9cm \right.$$

On prend $e = 12cm$

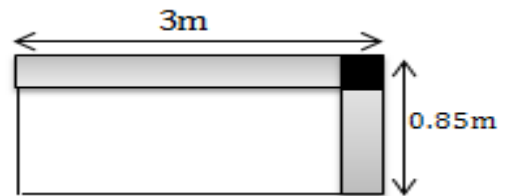


Figure.II.9. dalle pleine sur 2 appuis

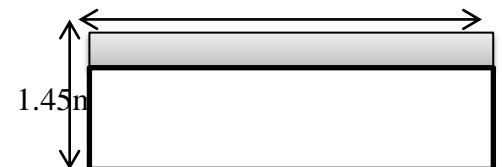


Figure.II.10. dalle pleine sur 1 appui

II.3. les poutres :

Les poutres sont des éléments dans la longueur L est largement supérieur aux dimensions de la section (soit en T ou rectangulaire), elles sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, et leurs rôle principale est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux et voiles).

Leur pré-dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

l_{max} : portée maximale entre axe de la poutre.

II.3.1. Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de la flèche qui est :

$$l_{max} = 770 - 35 = 735cm$$

$$\frac{735}{15} \leq h \leq \frac{735}{10} \Rightarrow 49 \leq h \leq 73.5$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

On prend :

$$\begin{cases} h = 50\text{cm} \\ b = 35\text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification des Conditions du RPA 99 :**

$$\begin{cases} b = 35\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 50\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{50}{35} = 1.42\text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases} \quad \text{(RPA99version2003Art .7.5.1)[1]}$$

II.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$l_{max} = 645 - 30 = 615\text{cm}$$

$$\frac{615}{15} \leq h \leq \frac{615}{10} \Rightarrow 41 \leq h \leq 61$$

On prend :

$$\begin{cases} h = 45\text{cm} \\ b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification des Conditions du RPA 99 :**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5\text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases} \quad \text{(RPA99version2003Art.7.5.1)[1]}$$

II.4. Les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivant

$$\begin{cases} e \geq \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{20}\right) \text{ pour les voiles simple} \\ e \geq 15\text{cm} \\ l \geq 4e \end{cases}$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Pour RDC :

On a:

$$h_e = 323 - 30 = 293\text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\right)\text{cm}$$

$$e \geq \max(14.65; 15)\text{ cm}$$

On adpote pour tous les voiles $e = 15$

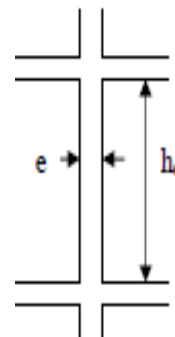


Figure II.11. Schéma d'un voile

II.5. 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:

- (1) e : (Épaisseur du palier de repos).
- (2) L_0 : (projection horizontale de la paillasse).
- (3) g : (Giron) largeur de la marche.
- (4) h : (Hauteur de la contre marche).
- (5) H_0 : (Hauteur de la volée).
- (6) α : (Inclinaison de la paillasse).

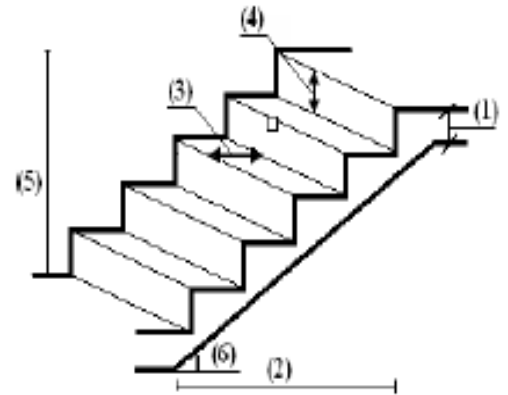


Figure.II.12.Schéma de l'escalier.

Dimensionnement

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des 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: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de contremarches.} \\ n - 1 : \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet : Escalier à deux volées droites avec un palier de repos.

➤ **Volée :**

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ (1)

D'après le schéma statique du type1 nous avons : $H_0=1.61\text{m}$; $L_0=2.7\text{m}$.

Remplaçant g et h dans (1) on trouve : $0.64n^2 - (0.64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0$

$$0.64n^2 - (0.64 + 2 * 1.61 + 2.7)n + 2 * 1.61 = 0$$

$$n=10$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 10$).
 Nombre de marche ($n-1$) = 9.

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = L_0 / n - 1 = 270 / 9 = 30 \text{ cm.}$$

$$h = H_0 / n = 161 / 10 = 16 \text{ cm.}$$

60 cm \leq 62 cm \leq 65 cm.....vérifiée.

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30$ cm.

La hauteur d'une contre marche est : $h = 16$ cm.

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.

Avec : L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.7^2 + 1.61^2} = 3.14 \text{ m.}$$

$$L = 1.7 + 3.14 = 4.84 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{484}{30} \leq e \leq \frac{484}{20}$$

$$\Rightarrow 16.13 \text{ cm} \leq e \leq 24.2 \text{ cm}$$

On prend $e = 17$

Calcul de α

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_0}{L_0} = \frac{1.61}{2.7} = 0.596 \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ.$$

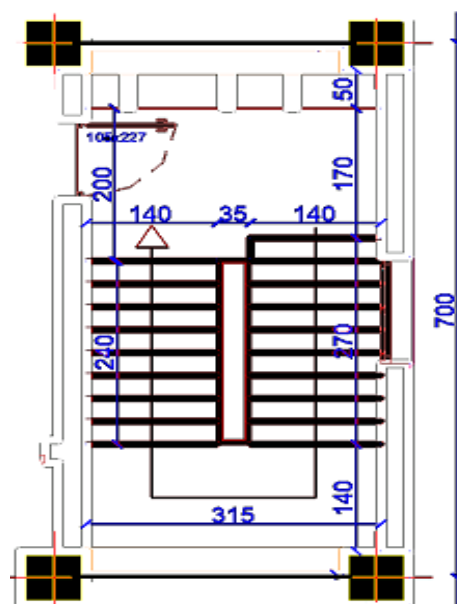


Figure. II.13. Vu en plans de l'escalier

II.6. Evaluation des charges et des surcharges :➤ **Plancher terrasse inaccessible à corps creux****Tableau II.1.** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	0.025	0.01
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Plancher à corps creux (25+5)	0.30	/	2.4
6	Enduit ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.8
Q étage inaccessible				1

➤ **Plancher courant à corps creux****Tableau II.2.** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Cloisons	/	/	1
5	Plancher à corps creux (25+5)	0.30	/	2.40
6	Enduit ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				4.83
Q étage courant				1.5

➤ **Plancher courant en dalle pleine****Tableau .II.3:** Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.12	25	4
5	Enduit ciment	0.015	18	0.27
6	Cloisons	/	/	1
Charge permanent G				5.43
Q				1.5

➤ **Les dalles pleines (balcons)****Tableau.II.4 :** Evaluation des charges des dalles pleines (balcons)

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				4.43
Q				3.5

➤ **Les murs extérieurs****Tableau II.5:** Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
2	Brique creuse	0.15	13	1.3
3	Brique creuse	0.1	9	0.9
4	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				2.74

➤ Palier

Tableau II.6 : Evaluation des charges de palier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.17	25	4.25
5	Enduit ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				5.68
Q				2.5

➤ Volée

Tableau II.7. Evaluation des charges sur la volée

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.2h/g	20	0.23
3	Marche		h/2	22	1.87
4	Dalle pleine		0.15/cosα	25	4.93
5	Enduit de ciment		0.02/cosα	18	0.42
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanent G					9.08
Q					2.5

II.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

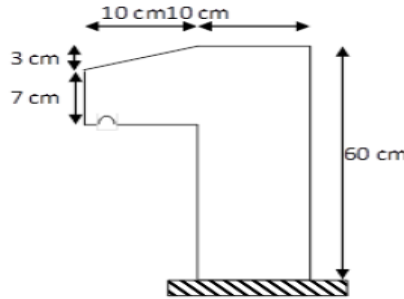


Figure.II.14.schéma de l'acrotère

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

Tableau.II.8.charges revenantes a l'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.87	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

II.8. Descente de charge

II.8.1. Loi de dégression des charges (D.T.RB.C.2.2ART 6.3) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1, 2, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ 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 $n \geq 5$ $Q_0+(3+n/(2n))*(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.

II.8.2. Surface afférente :

Dans le but d'estimer le poteau le plus sollicité ; on effectue le calcul de la surface afférente relative aux poteaux (p1 et p2).

II.8.2.Surface afférente du Poteau p1 :

➤ **Etages courants :**

$L_{pp} = 3.7 + 3.35 = 7.05 \text{ m.}$
 $L_{ps} = 3.025 + 1.55 = 4.57 \text{ m.}$
 $S_{affcc} = (3.025 \times 3.7) + (1.55 \times 3.70) = 16.93 \text{ m}^2.$
 $S_{aff dp} = 3.025 \times 3.35 = 10.13 \text{ m}^2$
 $S_{palier} = 2.2 \times 1.55 = 3.41 \text{ m}^2.$
 $S_{volée} = 1.15 \times 1.40 = 1.61 \text{ m}^2.$
 $G_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.50 \times 7.05 = 30.84 \text{ KN.}$
 $G_{ps} = 25 \times 0.30 \times 0.45 \times 4.57 = 15.09 \text{ KN.}$

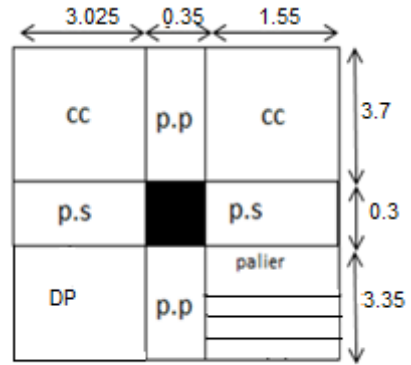


Figure.II.15 : La surface qui revient au poteau p1EC

$G_{poutre} = 45.92 \text{ KN.}$
 $G_{palier} = 5.68 \times 3.41 = 19.37 \text{ KN.}$
 $G_{volée} = 9.08 \times 1.61 = 14.62 \text{ KN.}$

➤ **Terrasse inaccessible :**

$L_{pp} = 3.7 + 3.35 = 7.05 \text{ m.}$
 $L_{ps} = 3.025 + 1.55 = 4.57 \text{ m}$

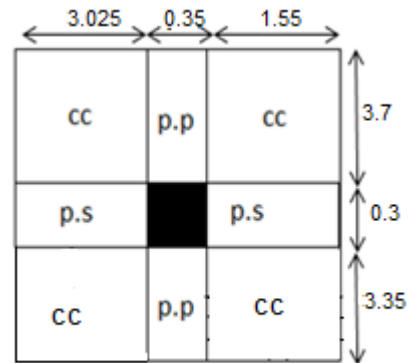


Figure. II.16: La surface qui revient au poteau p1 terrasse inaccessible

$S_{affcc} = (3.025 \times 3.7) + (1.55 \times 3.7) + (3.35 \times 1.55) + (3.025 \times 3.35) = 32.25 \text{ m}^2.$

Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : $5.8 \times 32.25 = 187.05 \text{ KN.}$
 Plancher étage courant : $(4.83 \times 16.93) + (5.43 \times 10.13) + 33.99 = 170.77 \text{ KN.}$

Calcul de surcharge Q :

$Q_{TI} = 1 \times 32.25 = 32.25 \text{ KN.}$
 $Q_{Ec} = 1.5 \times 27.06 = 40.59 \text{ KN.}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P 1) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.II.9. Evaluation de la descente de charge de poteau P1.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse inaccessible	187.05	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (30*35)	8.48	
Total		241.45	32.25

N ₁	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (30*35)	8.47	
Total		466.61	72.84
N ₂	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (35*40)	11.30	
Total		694.6	109.37
N ₃	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (35*40)	11.30	
Total		922.59	141.84
N ₄	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (40*40)	12.92	
Total		1152.2	170.26
N ₅	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (40*40)	12.92	
Total		1381.81	194.61
N ₆	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (40*45)	14.53	
Total		1613.03	214.90
N ₇	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (40*45)	14.53	
Total		1844.25	235.2
N ₈	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (45*50)	18.17	
Total		2079.11	255.49

N ₉	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (45*50)	18.17	
Total		2313.97	275.80
N ₁₀	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (50*50)	20.19	
Total		2550.85	296.08
N ₁₁	Plancher étage courant	170.77	
	Poutres (pp + Ps)	45.92	
	Poteau (50*50)	20.19	
Total		2787.73	316.38

II.8.3. Surface afférente du Poteau p2:

➤ **Etages courants :**

Surfaces afférentes

$$S_{affcc} = (1.52 * 3.05) + (3.05 * 3.35) + (1.52 * 3.025) = 19.45$$

$$S_{aff dp} = 3.025 * 3.35 = 10.13 m^2.$$

$$G_{pp} = 25 * 0.35 * 0.5 * 4.87 = 21.30 KN.$$

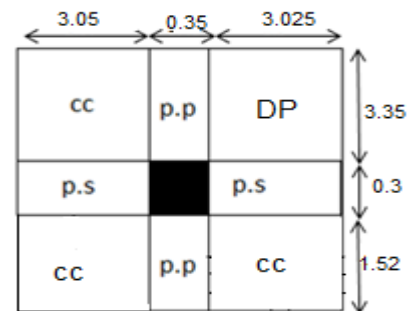


Figure. II.17: La surface qui revient au poteau p2 étage courant

$$G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.45 * 6.075 = 20.50 KN.$$

$$G_{poutre} = 41.80 KN.$$

➤ **Terrasse inaccessible :**

$$S_{affcc} = (1.52 * 3.05) + (3.05 * 3.35) + (1.52 * 3.025) + (3.025 * 3.35) = 29.58 m^2$$

$$G_{pp} = 25 * 0.35 * 0.5 * 4.87 = 21.30 KN.$$

$$G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.45 * 6.075 = 20.50 KN.$$

$$G_{poutre} = 41.80 KN.$$

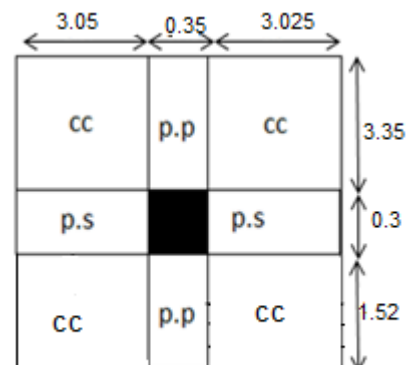


Figure. II.18: La surface qui revient au poteau p2 terrasse inaccessible

Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible $5.80 \times 29.58 = 171.56 \text{KN}$.

Planchers étage courant $(4.83 \times 19.45) + (5.43 \times 10.13) = 148.94 \text{KN}$.

Calcul de surcharge Q :

$Q_{\text{TI}} = 1 \times 29.58 = 28.17 \text{KN}$.

$Q_{\text{Ec}} = 1.5 \times 29.58 = 44.37 \text{KN}$.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P 2) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.II.10. Evaluation de la descente de charge de poteau P2.

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse inaccessible	171.56	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (30*35)	8.48	
Total		221.84	28.17
N ₁	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (30*35)	8.47	
Total		421.05	72.54
N ₂	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (35*40)	11.30	
Total		623.09	112.47
N ₃	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (35*40)	11.30	
Total		825.13	147.97
N ₄	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (40*40)	12.92	
Total		1028.79	179.03
N ₅	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (40*40)	12.92	

Total		1232.45	205.65
N ₆	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (40*45)	14.53	
Total		1437.72	227.83
N ₇	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (40*45)	14.53	
Total		1642.99	250.02
N ₈	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (45*50)	18.17	
Total		1851.9	272.20
N ₉	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (45*50)	18.17	
Total		2060.81	294.39
N ₁₀	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (50*50)	20.19	
Total		2271.74	316.57
N ₁₁	Plancher étage courant	148.94	
	Poutres (pp + Ps)	41.80	
	Poteau (50*50)	20.19	
Total		2482.67	338.76

Tableau II.11. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G(KN)	Q(KN)	ELU	ELS
P1	2787.73	316.38	4238.01	3104.11
P2	2482.67	338.76	3859.74	2821.43

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P1) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1, 1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$N_u^* = 1.1 \times 4238.01 = 4661.81 \text{ KN}$.

II.8.4. Vérification des poteaux

a. Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \text{ d'où } \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II.12. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N_u^* (KN)	Section (cm ²)	B calculée (m ²)	B choisis (m ²)	Observation
Sous-sol et entre sol	4661.81	70*70	0.33	0.49	Vérifier
RDC et service	3546.04	65*70	0.25	0.45	Vérifier
Etage courant 1-2	2852.37	60*65	0.20	0.39	Vérifier
Etage courant 3-4	2169.51	60*60	0.15	0.36	Vérifier
Etage courant 5-6	1469.47	55*60	0.10	0.33	Vérifier
Etage courant 7-8	744.95	55*55	0.052	0.3	Vérifier

Remarque : vu que les vérifications à la compression simple des poteaux n'est pas vérifiée on a augmenté la section des poteaux.

b. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1.)}$$

- B_r : section réduite du béton.
- A_s : section des armatures.
- $\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton.
- $\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité du béton.
- α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } 0 \leq \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On calcul l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$ l_0 : longueur du poteau.

i: Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$0.8\%B_r \leq A_s \leq 1.2\%B_r$ on prend $A_s = 1\%B_r$

$$B_r = \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \dots \dots \dots \text{BAEL 91(7.4.2)}$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$, Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{calc}}$

Tableau II.13. Résultats de la vérification au flambement.

Niveaux	i(m)	λ	α	Nu (KN)	$B_{r\text{calc}}$ (m) ²	$B_{r\text{choisis}}$ (m) ²	Observation $B_{r\text{choisis}} > B_r$
Sous-sol et entre sol	0.20	11.3	0.835	4661.81	0.25	0.462	Vérifiée
RDC et service	0.202	11.19	0.833	3546.04	0.19	0.428	Vérifiée
Etage courant 1-2	0.187	12.35	0.828	2852.37	0.15	0.365	Vérifiée
Etage courant 3-4	0.173	13.06	0.826	2169.51	0.12	0.336	Vérifiée
Etage courant 5-6	0.173	13.06	0.826	1469.47	0.08	0.307	Vérifiée
Etage courant 7-8	0.158	14.13	0.822	744.95	0.04	0.280	Vérifiée

C. Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées $\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$

II.9. Conclusion :

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

❖ **Plancher**

Pour le corps creux est (25+5)=30 cm

Dalle pleine interne e=16cm et externe =12cm.

❖ Poutres

Poutres principales : $35 \times 50 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $30 \times 45 \text{ cm}^2$

❖ Escalier (paliers + volées)

Nous avons adopté une épaisseur $e = 17 \text{ cm}$.

❖ Voiles

Épaisseur des Voiles $e = 15 \text{ cm}$ pour le reste des étages.

❖ Poteaux

Sou-sol et entre sol : $(b \cdot h) = 70 \cdot 70 \text{ cm}^2$

RDC et service : $(b \cdot h) = 65 \cdot 70 \text{ cm}^2$

1^{ère} et 2^{ème} étage : $(b \cdot h) = 60 \cdot 65 \text{ cm}^2$

3^{ème} et 4^{ème} étage : $(b \cdot h) = 60 \cdot 60 \text{ cm}^2$

5^{ème} et 6^{ème} étage : $(b \cdot h) = 55 \cdot 60 \text{ cm}^2$

7^{ème} et 8^{ème} étage : $(b \cdot h) = 55 \cdot 55 \text{ cm}^2$

Chapitre III :
Etude des éléments
Secondaire

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les escaliers.
- les poutres de chaînage.
- la dalle d'ascenseur.
- l'acrotère.

III.2. Etude des planchers :

III.2.1: Planchers à corps creux :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux
- Présenter une isolation thermique et phonique

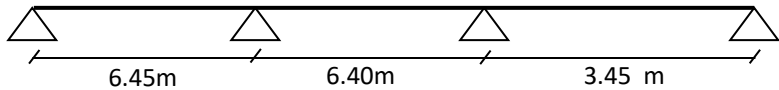
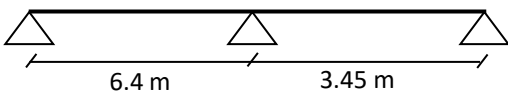
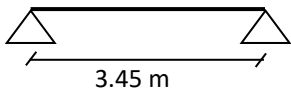
Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

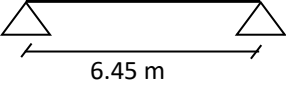
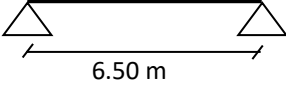
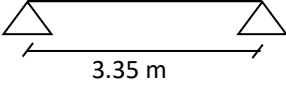
III.2.1.1.les poutrelles :

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

Différentes types de poutrelles :

D'après le schéma de disposition des poutrelles présenté en figure (1 et 2, 3, 4) du chapitre précédent, nous déduisons les types de poutrelles montrés sur le tableau suivant :

Type	Schéma statique	Etage
1 ^{er} type		Entre sol et sous-sol et terrasse inaccessible
2 ^{eme} type		étage courants et Terrasse inaccessible
3 ^{eme} type		Sous-sol et E.sol Etage courants Terrasse inaccessible

4 ^{eme} type		Entre sol et sous-sol et étage courants
5 ^{eme} type		Sous-sol et E.sol étage courants et Terrasse inaccessible
6 ^{eme} type		Sous-sol et E.sol étage courants et Terrasse inaccessible

III.2.1.2. Méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour se faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot minoré

❖ La méthode de forfaitaire :

On applique la méthode de forfaitaire pour le calcul des planchers a surcharges modérés lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- Plancher a surcharges modérés : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de travées
- Fissuration peu nuisible

Principe de la méthode forfaitaire :

- les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: le rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges d'exploitation et permanentes en valeur pondérée :

M_0 = moment isostatique.

M_d = moment sur l'appui de droite

M_g = moment sur l'appui gauche

M_t = moment en travée

Les conditions à vérifiés :

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- (- 0.5×M₀) : Pour les appuis voisin de l'appui de rive d'une poutre a plus deux travées
- (-0,4×M₀) : Pour les autres appuis intermédiaires pour poutre a plus de trois travées
- (-0.6 x M₀) : pour les appuis intermédiaires pour une poutre a deux travées
- (-0.15 x M₀) : pour les appuis de rive

❖ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres ou par la méthode RDM.

❖ **Méthode de Caquot..... (Annexe E.2 du BAEL 91)**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé (Q > min (5KN/m² ; 2G))

➤ **Principe de la méthode**

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne De la poutre.
- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

a) .Évaluation des moments

a.1). Moment sur appuis (M_i)

Pour une charge répartie : $M_i = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$

Pour une charge concentrée : $M_i = \frac{k_g \times p_g \times l_g^2 + k_d p_d \times l_d^2}{(l_g + l_d)}$

Tel que $\left\{ \begin{array}{l} l'_d \text{ et } l'_g \text{ longueurs fictives.} \\ q_d ; q_g : \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \\ l' = 0.8.l : \text{ travée intermédiaire.} \\ l : \text{ travée de rive.} \end{array} \right.$

a.2) Moment en travée x

$$M_t = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{q_x}{2} (l - x) \times M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

a.3). Évaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dx} = q \times \frac{l}{2} - q(x) - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : Md: moment en appui de droite de la travée considérée.
 Mg: moment en appui de gauche de la travée considérée.
 l : portée de la travée.

Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

III.2.1.3.calcul des moments et efforts tranchants dans les poutrelles :

a- calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

A L'ELU : $\begin{cases} q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q \\ P_u = 0.65 * q_u \end{cases}$ A L'ELS : $\begin{cases} q_s = G + Q \\ p_s = 0.65 * q_s \end{cases}$

Tableau III.1.charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m)	Pu (KN/m)	qs (KN/m)	Ps (KN/m)
Plancher étage courant	4.83	1.5	8.77	5.70	6.33	4.11
Terrasse inaccessible	5.8	1	9.33	6.06	6.8	4.42

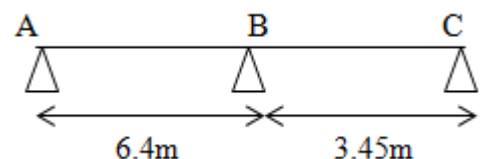
Désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q'u (KN/m)	P'u (KN/m)	q's (KN/m)	P's (KN/m)
Plancher étage courant	3.22	1.5	6.60	4.29	4.72	3.068
Terrasse inaccessible	3.86	1	6.71	4.36	4.86	3.16

b- Calcul des sollicitations :

➤ Plancher RDC et les étage courants (type 3) : Méthode de Caquot minoré

Dans notre cas on applique la méthode de Caquot minorés pour la 2^{ème} type des poutrelles comme étant la 2^{ème} condition n'est pas vérifiés : $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{6.4}{3.45} = 1.74E (0.80 ; 1.25)$

- Calcul des moments aux appuis :



• Appuis de rive :

Théoriquement, au niveau des appuis de rives les moments sont nuls ($M_A = M_C = 0$).
 Mais il faut mettre des aciers de fissuration afin de résister à un moment égal à $-0.15 M_0$
 on travaillera donc avec : $M_A = M_C = -0.15 M_0$

$$M_0^{AB} = \frac{Pu l^2}{8} = 21.96 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_A = M_C = -3.29 \text{KN.m} \\ \text{EIS : } M_A = M_C = -2.36 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• Appuis d'intermédiaire :

$$M_B = -\frac{p_g * l_g^3}{8.5(l_g + l'd)} + \frac{p_d * l_d^3}{8.5(l_g + l'd)}$$

Avec : $p_g = p_d = 4.29 \text{ KN / m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Elu : } M_B = -\frac{4.29 \times (6.4^3 + 3.45^3)}{8.5 (6.4 + 3.45)} = -15.53 \text{ KN.m} \\ \text{Els : } M_B = -\frac{3.068 \times (6.4^3 + 3.45^3)}{8.5 (6.4 + 3.45)} = -11.12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

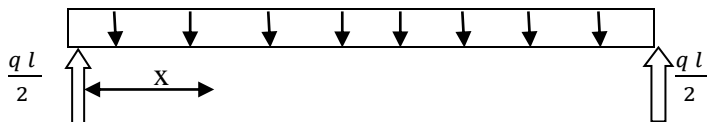
• Calcul des moments en travées :

Travée AB :

On reprend la totalité de G c'est-à-dire : $G = 4.83 \text{KN / m}^2$ au lieu de $G' = 3.22 \text{KN / m}^2$
 $pu = 5.70 \text{KN / m}^2$ $ps = 4.11 \text{KN / m}^2$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$M_0(x)$ = moment max dans une travée considérés isostatique



$$M_0(x) = q \frac{1}{2} x - q \frac{x^2}{2} \rightarrow q \frac{x}{2} * (1 - x)$$

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} * (1-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\frac{d M_t}{dx}(x) = 0 \leftrightarrow q \frac{1}{2} - q x - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

$$X0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g}{q l} - \frac{M_d}{q l}$$

Travée AB :

$$M_t^{AB}(x) = q \frac{x}{2} (1 - x) + M_B \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$X0 = \frac{1}{2} + \frac{M_B}{q l} \leftrightarrow X0 = \frac{6.40}{2} + \frac{-15.53}{5.7 \times 6.40}$$

$$X0 = 2.77 \text{ m}$$

$$M_t^{AB} = \frac{5.7}{2} * 2.77 (6.40 - 2.77) - 15.53 * \left(\frac{2.77}{6.4}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} = 21.93 \text{KN.m} \rightarrow \text{ELU} \\ M_t^{AB} = 15.85 \text{KN.m} \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$X_0 = \frac{3.45}{2} - \frac{-15.53}{5.7 \times 3.45} \leftrightarrow X_0 = 2.52 \text{ m}$$

$$M_t^{BC}(x) = q \frac{x}{2} (1-x) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + M_C \left(\frac{x}{l_2}\right)$$

$$M_t^{BC} = \frac{5.70}{2} * 2.52(3.45 - 2.52) - 15.53 * \left(1 - \frac{2.52}{3.45}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} = 2.49 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU} \\ M_t^{BC} = 0.71 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants :

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = pu * \frac{l_1}{2} - \frac{-M_B}{l_1} \\ V_A = 15.81 \text{KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_B = - pu * \frac{l_1}{2} - \frac{-M_B}{l_1} \\ V_B = -20.66 \text{KN} \end{array} \right.$$

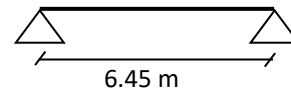
Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = pu * \frac{l_2}{2} - \frac{M_B}{l_2} \\ VB = 14.33 \text{KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_C = - pu * \frac{l_2}{2} - \frac{M_B}{l_2} \\ VC = - 5.33 \text{KN} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul pour le type 4 Etage courant:**

$$M_0^U \text{ max} = \frac{5.7 * 6.45^2}{8} = 29.64 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a^u = -4.45 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -3.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



- **Terrasse inaccessible :**

Tableau III.2. Les sollicitations des poutrelles (terrasse inaccessible)

Type	ELU			ELS			V _u (KN)
	P _u (KN/m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	P _s (KN/m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	
Type 3	6.06	9.02	-1.35	4.42	6.58	-0.98	10.45
Type 5	6.06	32.01	-4.80	4.42	23.34	-3.50	19.69
Type 6	6.06	8.50	-1.27	4.42	6.20	-0.93	10.15

	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)		M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	$M_A = M_D =$ -3.40	$M^{AB}=23.22$	Travée AB	$V_A=16.77$ $V_B=-22.31$	$M_A = M_C =$ -2.46	$M^{AB}=14.86$
	$M_B=-17.84$	$M^{BC}=16.97$	Travée BC	$V_B=18.24$ $V_C=-20.54$	$M_B=-12.93$	$M^{BC}=12.69$
	$M_C=-10.49$	$M_{CD}=4.53$	Travée CD	$V_C=13.49$ $V_D=-7.41$	$M_C=-7.60$	$M_{CD}=3.32$
Type 2	$M_A = M_C =$ -3.35	$M^{AB}=23.64$	Travée AB	$V_A=16.92$ $V_B=-21.85$	$M_A = M_C =$ -2.42	$M^{AB}=16.47$
	$M_B=-15.78$	$M^{BC}=2.85$	Travée BC	$V_B=15.03$ $V_C=-5.88$	$M_B=-11.44$	$M^{BC}=1.99$

- Etage courant

Tableau III.3. Les sollicitations des poutrelles (Etage courant).

Type	ELU			ELS		
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)		M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 2	$M_A = M_C =$ -3.29	$M^{AB}=21.93$	Travée AB	$V_A=15.81$ $V_B=-20.66$	$M_A = M_C =$ -2.36	$M^{AB}=15.85$
	$M_B=-15.53$	$M^{BC}=2.94$	Travée BC	$V_B=14.33$ $V_C=-5.33$	$M_B=-11.12$	$M^{BC}=0.71$
Type 3	$M_a =$ -1.27KN.m	$M_{AB}=$ 8.48KN.m	$V_{max}=9.83KN$		$M_a =$ -0.92KN.m	$M_t =$ 6.11KN.m
Type 4	$M_A = M_B =$ -4.45	$M^{AB} =29.64$	$V =18.38$		$M_A = M_B =$ -3.20	$M^{AB} =21.37$
Type 5	$M_A = M_B =$ -4.51	$M^{AB}=30.10$	$V=18.52$		$M_A = M_B =$ -3.25	$M^{AB} =21.70$
Type 6	$M_A = M_B =$ -1.20	$M^{AB}=7.99$	$V=9.55$		$M_A = M_B =$ -0.86	$M^{AB} =5.76$

• Sous-sol et entre sol

Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles (sous-sol entre sol)

Type	ELU				ELS	
Type1	$M_A = M_D = -3.34$	$M^{AB} = 21.51$	Travée AB	$V_A = 15.66$ $V_B = -21.10$	$M_A = M_C = -2.39$	$M^{AB} = 13.82$
	$M_B = -17.56$	$M^{BC} = 15.35$	Travée BC	$V_B = 17.11$ $V_C = -19.37$	$M_B = -12.03$	$M^{BC} = 10.54$
	$M_C = -10.32$	$M_{CD} = 4.10$	Travée CD	$V_C = 12.82$ $V_D = -6.84$	$M_C = -7.07$	$M_C = 2.82$
Type 3	$M_a = -1.27 \text{KN.m}$	$M_{AB} = 8.48 \text{KN.m}$	$V_{\max} = 9.83 \text{KN}$		$M_a = -0.92 \text{KN.m}$	$M_t = 6.11 \text{KN.m}$
Type 4	$M_A = M_B = -4.45$	$M^{AB} = 29.64$	$V = 18.38$		$M_A = M_B = -3.20$	$M^{AB} = 21.37$
Type 5	$M_A = M_B = -4.51$	$M^{AB} = 30.10$	$V = 18.52$		$M_A = M_B = -3.25$	$M^{AB} = 21.70$
Type 6	$M_A = M_B = -1.20$	$M^{AB} = 7.99$	$V = 9.55$		$M_A = M_B = -0.86$	$M^{AB} = 5.76$

III.2.1.4.ferraillages des poutrelles :

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

a-Calcul a l'ELU :

Calcul des armatures longitudinal :

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$h = 30 \text{ cm}$

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$b = 65 \text{ cm}$ $d = 28 \text{ cm}$ $b_0 = 10 \text{ cm}$ $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Tableau.III.5. les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	32.01	23.34
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-4.80	-3.50
Moments aux appuis intermédiaires(KN.m)	-17.84	-12.93
Effort tranchant (KN)	19.69	

Ferrailage des travées:

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \rightarrow M_{tu} = 0.65 * 0.05 * 14.2 \left(0.28 - \frac{0.05}{2}\right) 10^3$$

$M_{tu} = 117.68 \text{ KN.m} \geq M_t = 32.01 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression

\rightarrow étude d'une section $b \times h$

Avec: $\mu_{bu} = \frac{M_t}{(b * d^2 * f_{bu})} = \frac{32.01 * 10^{-3}}{0.65 * (0.28^2) * 14.2} = 0.044 \leq 0.186$ (pivot A)

$\mu_{bu} = 0.044 \leq \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armature comprimée

Dans ce cas : $\epsilon_s = 10 \%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.056$

$Z = d (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z = 0.27$

$A_t = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{32.01 * 10^{-3}}{0.27 * 348} = 3.41 * 10^{-4} \text{ m}^2$

Vérification de condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.65 * 0.28 * \frac{2.1}{400} = 2.20 * 10^{-4} \text{ m}^2$

$\Rightarrow A_{min} = 2.20 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3.41 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Tableau III.6.récapitulatif du ferrailage (terrasse inaccessible)

Position	En travée	appuis inter	Appuis rive
M(KN.m)	32.01	17.84	4.80
μ_{bu}	0,044	0,024	0.0035
α	0,056	0,031	0.0044
Z(m)	0,27	0,276	0.28
$A^{cal} (\text{cm}^2)$	3.94	1.86	0.50
$A_{min} (\text{cm}^2)$	2.20	0.34	0.34
$A_{opt} (\text{cm}^2)$	4HA12= 4.52	2HA12 = 2.26	1HA12 =1.13

➤ Ferrailage transversale :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$V_{max} = 18.70 \text{ KN}$

$\tau = \frac{V_{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \right] \text{ MPA} = 3.33 \text{ MPA}$

A.N

$\tau = \frac{19.69 * 10^{-3}}{0.1 * 0.28} = 0.70 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$ vérifier pas de risque au cisaillement

Armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min \left(12 ; \frac{300}{35} ; \frac{100}{10} \right)$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$ on choisit un étrier $\Phi_8 : A_t = 1\Phi_8 = 0.50 \text{ cm}^2$

- L'espace :

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) = 25.2\text{cm} \quad \dots \dots \dots \text{(Art A.5.1.2.2)} \quad [1]$$

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 50\text{cm} \quad \text{(Art A.5.1.2.3)} \quad [2]$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :

A = 90° : flexion simple, armature droites.

K = 1 : pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**-vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 * \alpha * b * f_{c28}$

$$\alpha = 0.9d \rightarrow V_u \leq 0.267 * 0.9 * 0.28 * 0.1 * 25$$

$$V_u = 19.69 \leq 168.21 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

-vérification des armatures longitudinales :**-appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} \rightarrow A_l = 4\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2$$

$$\rightarrow 5.65\text{cm}^2 \geq 0.56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

-appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(19.69 * 10^{-3} - \frac{(32.01 * 10^{-3})}{0.9 * 0.28} \right) = -3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4\text{HA}12 + 2\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.91 \text{ cm}^2 \geq -3.08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u

-vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u * b_1}{0.9 * d * b * h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{19.69 * 10^{-3} * 0.275}{0.9 * 0.28 * 0.65 * 0.05} = 0.66 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ pas de risque de cisaillement à la jonction table-nervure.

a- Vérification à l'ELS :

Il y a de vérifier :

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

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification

➤ Etat limite de compression du béton :

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

En travée :

$M_s^{max} = 23.34 \text{ KN.m}$

$A = 4.52 \text{ cm}^2$

- **position de l'axe neutre :**

$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A (d - h_0) = 0.65 \frac{0.05^2}{2} - 15 * 4.52 * 10^{-4} (0.28 - 0.05)$

$H = - 7.47 * 10^{-4} \text{ m} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \rightarrow calcul d'une section en T

$\frac{b_0}{2} * y^2 + [15A + (b - b_0) h_0] y - [15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2}] = 0$

$5 * y^2 + [15 * 4.52 + (65 - 10) 5] y - [(15 * 4.52 * 28) - (65 - 10) * 12.5] = 0$

$5 y^2 + 342.8y - 1210.9 = 0 \rightarrow y = 3.37 \text{ cm}$

- **calcul de moment d'inertie :**

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

$I = \frac{65 * 3.37^3}{3} - (65 - 10) \frac{(3.37 - 5)^3}{3} + 15 * 4.52 (28 - 3.37)^2$

$I = 42038.62 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{23.34 * 10^{-3}}{42038.62 * 10^{-8}} 0.0245 = 1.36 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 1.87 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

En appui :

$M_a^{ser} = 12.93 \text{ KN.m}$

$A = 2.26 \text{ cm}^2$

- **position de l'axe neutre :**

$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A (d - h_0) = 0.65 \frac{0.05^2}{2} - 15 * 2.26 * 10^{-4} (0.28 - 0.05)$

$H = 3.28 * 10^{-5} \text{ m} \quad H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b * h$.

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

Tableau III.7. Vérification des contraintes en appuis

Calculs	Vérifications
$Y = 4.91 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 2.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée
$I = 20638.42 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 2.72 \text{ MPa}$	

➤ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) [1] et [2]**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Pour notre cas $h = 30 \text{ cm}$. $L = 650 \text{ cm}$

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{10M_0s}$ 2) $\frac{At}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e}$ 3) $l \leq 8$

$\frac{h}{l} = \frac{30}{650} = 0.046 \leq 0.066 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$

\rightarrow Donc il faut vérifier la flèche

La flèche totale est définie d'après le **BAEL9 (art B.6.5.2)** comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de : $f_{adm} = (\frac{1}{1000} + 0.5)$

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

- $q_j \text{ ser} = 0,65 * G$: la charge permanente sur la poutrelle sans la charge de revêtements.
- $q_g \text{ ser} = 0,65 * G$: la charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_p \text{ ser} = 0,65 * (G+Q)$: la charge permanente et la charge d'exploitation sur la poutrelle.

- $M_{j \text{ ser}} = \frac{q_j \text{ ser} \cdot l^2}{8}$ $M_g \text{ ser} = \frac{q_g \text{ ser} \cdot l^2}{8}$ $M_p \text{ ser} = \frac{q_p \text{ ser} \cdot l^2}{8}$

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 4.81\text{cm}$

Moment d'inertie :

$I_0 = 157708\text{cm}^4$.

$I = 38870\text{cm}^4$

$A = 4.52\text{cm}^2$

$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{10 \times 23} = 0.016$

$\lambda_i = \frac{0.05 b f_{t28}}{(2b+3b_0)\rho} = 2.64$ Déformation instantanée

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda = 1.05$ déformation différée

$E_i = 32456.58\text{MPa}$ module de déformation longitudinale instantanée du béton

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86\text{MPa}$ module de déformation longitudinale différée du béton

➤ **Evaluation des charges :**

$q_j = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.4 = 1.56 \text{ KN/m}$

$q_g = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.8 = 3.77\text{KN/m}$

$q_p = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times 6.8 = 4.42 \text{ KN/m}$

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau.III.8. Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$M_j = 0.75 \frac{2.015 \times 6.45^2}{8} = 6.17\text{KN} \cdot \text{m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 0.75 \frac{3.75 \times 6.45^2}{8} = 14.93\text{KN} \cdot \text{m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 0.75 \frac{4.22 \times 6.45^2}{8} = 17.75\text{KN} \cdot \text{m}$

➤ **Calcul des contraintes**

Tableau.III.9. calcul des contraintes correspondantes

Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j \text{ ser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_{sj} = 55.29\text{MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g \text{ ser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_{sg} = 133.62 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p \text{ ser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_{sp} = 156.66 \text{ MPa}$
	$Y = 0.0481\text{m}$	

Calcul coefficient μ :

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \frac{1,75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma + ft_{28}} \end{array} \right.$$

Tableau.III.10. Calcul coefficient μ

coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_j + ft_{28}}$	$\mu_j = \mathbf{0.35}$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 1 - \frac{1,75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_g + ft_{28}}$	$\mu_g = \mathbf{0.65}$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 1 - \frac{1,75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_p + ft_{28}}$	$\mu_p = \mathbf{0.69}$

Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau.III.11. Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$I_{ij} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu^i}$;	$8.98 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{ig} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu^g}$	$6.33 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{vg} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu^g}$	$10.23 * 10^{-4} \text{ m}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{ip} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu^p}$	$6.09 * 10^{-4} \text{ m}^4$

Evaluation des flèches

Tableau.III.12. Vérification de la flèche

f_{ij}	$\frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}}$	2.68mm
f_{gi}	$\frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}}$	9.20mm
f_{gv}	$\frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fip}}$	1.89mm
f_{pi}	$\frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgv}}$	11.22mm
Δf_t	$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	1.23mm
f_{adm}	$f_{adm} = \left(\frac{650}{1000} + 0.5 \right)$	11.5mm

$\Delta f_t = 1.23 \text{ mm} < 11.5 \text{ mm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée

Tableau III.13.calcul des sections d'armatures des poutrelles

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{min}
Plancher étage	Travée	30.10	0.041	0.053	0.27	3.20	2.20
	Appui intermédiaire	15.53	0.021	0.026	0.277	1.61	0.34
	Appuis de rive	4.51	0.006	0.007	0.28	0.46	0.34
Plancher sous-sol et entre sol	Travée	30.10	0.041	0.053	0.27	3.20	2.20
	Appuis intermédiaire	17.56	0.024	0.031	0.276	1.83	0.34
	Appuis de rive	4.51	0.006	0.007	0.28	0.46	0.34

Tableau III.14.armatures longitudinales et transversales adoptées

Etage		Barres	Sections	Ferrillages transversales	
				At	St
Plancher étage courant	Travée	3HA14	4.62	1Φ8	15cm
	appuis intermédiaire	1HA10+1HA12	1.92		
	Appuis de rive	1HA10	0.79		
Plancher sous-sol et entre sol	Travée	3HA14	4.62		
	Appuis intermédiaire	2HA12	2.26		
	Appuis de rive	1HA12	1.13		

Tableau III.15.vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction tables nervures
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	
Sous-sol et entre sol	$0.70 \leq 3.33$	$19.75 \leq 138.17$	$8.01 \geq -2.86$	$5.75 \geq 0.56$	$0.66 \leq 3.33$
Courants	$0.66 \leq 3.33$	$18.52 \leq 138.17$	$7.33 \geq -2.86$	$5.75 \geq 0.53$	$0.62 \leq 3.33$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.16.vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	Travée				Appuis				- σ	Observation
	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ Mpa	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ Mpa		
Courant	21.70	3.46	42697.7	1.75	11.1 2	4.55	17878.1	2.83	15	Vérifier
Sous-sol et entre sol	21.70	3.46	42697.7	1.75	12.0 3	4.90	23519.9	2.50	15	Vérifier

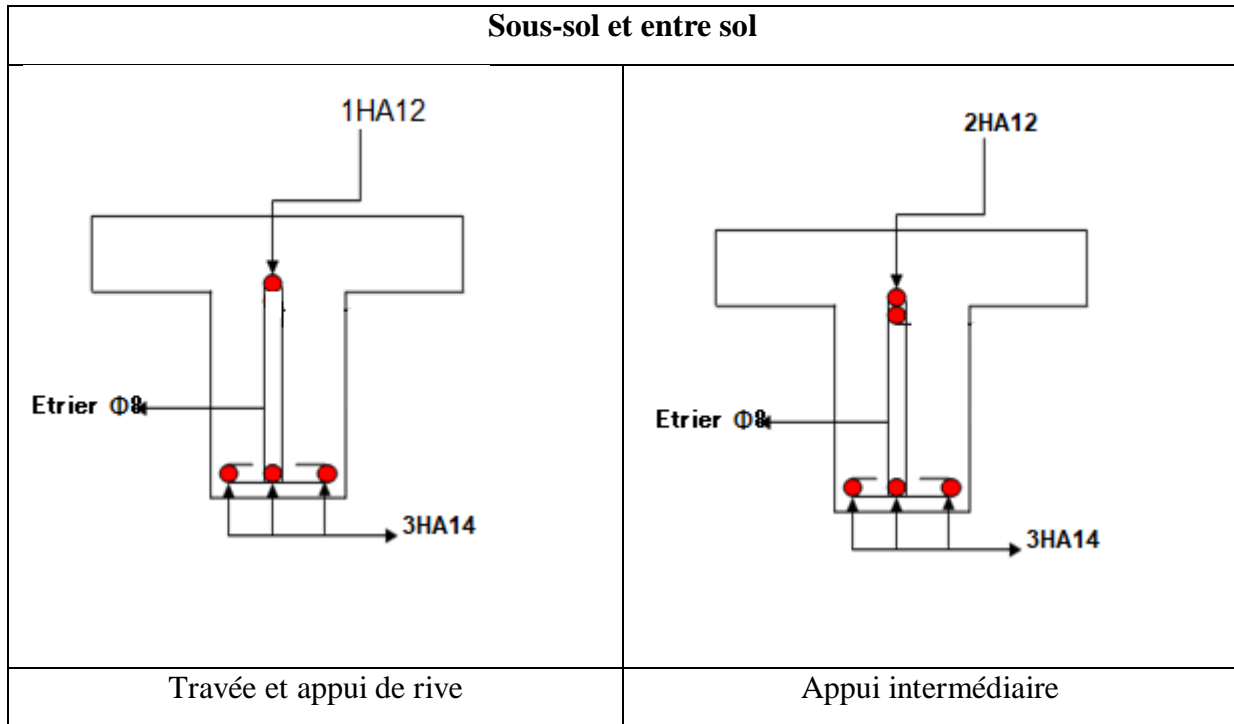
➤ Vérifications de La flèche :

Tableau III.17.vérification des états limite de déformations

Planchers	Etage courants
q_{jser} (KN/m)	2.21
q_{gser} (KN/m)	3.14
q_{pser} (KN/m)	4.11
M_{jser} (KN/m)	8.75
M_{gser} (KN/m)	12.43
M_{pser} (KN/m)	17.46
Y(m)	4.81
I₀ (cm⁴)	54908.25
I (cm⁴)	39679
ρ	0.0165
λ_i	2.58
λ_v	1.03
σ_{sj} (Mpa)	76.74
σ_{sg} (Mpa)	109.03
σ_{sp} (Mpa)	153.13
μ_j	0.48
μ_g	0.66
μ_p	0.70
If_{ij} (m⁴)	7.69*10 ⁻⁴
If_{ig} (m⁴)	6.7710 ⁻⁴
If_{ip} (m⁴)	6.1910 ⁻⁴
If_{vg} (m⁴)	10.6910 ⁻⁴
f_{ji} (mm)	4.44
f_{gi} (mm)	7.16
f_{pi} (mm)	11.09
f_{gv} (mm)	1.51
Δf (mm)	0.92
f_{adm} (mm)	11.5
Observation	Vérifiée

III.2.1.5. schéma de ferrailages des poutrelles :

Étage courant et RDC	
Travée et appui de rive	Appui intermédiaire
Terrasse inaccessible	
Travée et appui de rive	Appui intermédiaire



III.2.1.6.ferrailage de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe = 235MPa

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On choisit } 5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 20\text{cm}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On choisit } 3\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 33\text{cm}$$

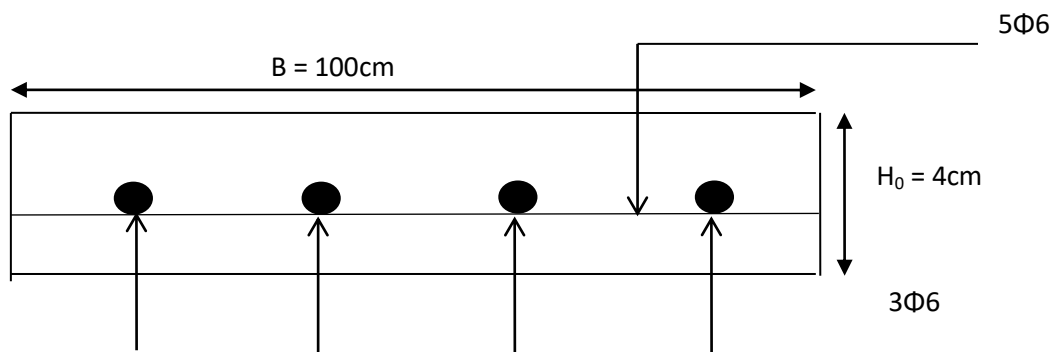


Figure III.1.schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Dalle pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et planes. Elles reposent sans ou avec continuité 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

L_x : la plus petite portée du panneau $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

L_y : la plus grande portée du panneau

Si $\rho \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant L_x)

Si $\rho \geq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les 2 sens

Ferrailler toutes les dalles pleines en double nappes par mesure de sécurité.

III.2.2.1. Etude de la dalle sur 3 appuis (D1 étage courant) :

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types (type sur 3 appuis).

$\rho = \frac{1.5}{6.45} = 0.23 < 0.4 \rightarrow$ La dalle travail sur un seul sens

a) Evaluation des charges

$$\begin{cases} G = 4.43 \text{KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q \\ q_u = 11.23 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = G + Q \\ q_u = 7.93 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

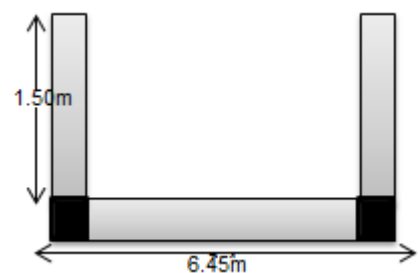


Figure III.2. Schéma de la dalle (D 1)

b) Calcul des moments isostatiques :

On a $l_x = 1.5 \leq \frac{l_y}{2} = 3.22$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u l_x^2}{2} l_y - \frac{2q_u l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^x = \frac{11.23 \cdot 1.5^2}{2} \cdot 6.45 - \frac{2 \cdot 11.23 \cdot 1.5^3}{3} = 56.22 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_0^x = \frac{7.93 \cdot 1.5^2}{2} \cdot 6.45 - \frac{2 \cdot 7.93 \cdot 1.5^3}{3} = 39.70 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments :**

ELU En travée $\{M_t^x = 0.85 \times 56.22 = 47.78KN.m$	ELS En travée $\{M_t^x = 0.85 \times 39.70 = 33.74KN.m$
En appui $\{M_a^x = -0.3 \times 56.22 = -16.86KN.m$	En appui $\{M_a^x = -0.3 \times 39.70 = -11.91KN.m$

c) **Ferraillage**

- **Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$b = 100cm, \quad h = 12cm \quad d = 10cm$$

Les moments en appuis et en travées ainsi que le ferraillage correspondant sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.III.18. Le ferraillage selon les deux sens

	Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Observation A _{cal} ≥ A _{min}	A _{choisie} (cm ² /ml)
Sens x-x	Travée	47.78	0.101	0.53	0.078	9.86	0.96	Vérifier	4HA12+ 4HA14 = 10.68
	Appuis de rive	-16.86	0.119	0.158	0.093	5.17	0.96	Vérifier	5HA12 =5.65

La condition de non fragilité :

$$A_{min}^x = 0.0008x b x e = 0.0008 x 100 x 12 = 0.96 cm^2$$

$$A_{min} = 0.96cm^2 < 9.86cm^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

A' = 0 (pas d'armatures comprimée).

Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{10.68}{4} = 2.67cm^2$$

$$A_t = 4T10 = 3.14 cm^2$$

- **Espacement des barres**

Sens x-x : on opte pour S_t = 15cm < min (3e, 33cm)

➤ Les vérifications :

A l'ELU

L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$ tel que : $\tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$

$$V_u^x = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.084 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

A l'ELS :

Tableau.III.19. vérification à l'ELS

	Endroit	Ms (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs	$\frac{\sigma_{st}}{\leq \overline{\sigma_{st}}}$	Obs
Sens x-x	Travée	33.74	5.04	14418.1	11.81 ≤ 15	vérifier	297.40 ≥ 201.63	Non vérifier
	Appuis de rive	11.91	3.92	8995.2	5.19 ≤ 15	vérifier	180.28 ≤ 201.63	vérifier

On remarque que les vérifications on travées n'pas vérifie, donc on doit recalculer les sections d'acier à l'ELS.

Tableau.III.20. calcul des sections d'acier à l'ESL

	Endroit	Ms (KN.m)	β	α	A _{ser} (cm ² /ml)	Choix des barres
Sens x-x	Travée	33.74	9.90*10 ⁻³	0.45	15.14	6HA14+6HA12=16.03

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} = \frac{0.15}{1.5} = 0.01 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0}\right) = 0.043 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{A_s}{b \times d} = 0,012 > \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

On doit vérifier la flèche dans le sens y-y :

Tableau.III.21. Vérification de la flèche

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$	Observation
y-y	1.35	0.36	1.30	0.621	1.67 < 3	Vérifier

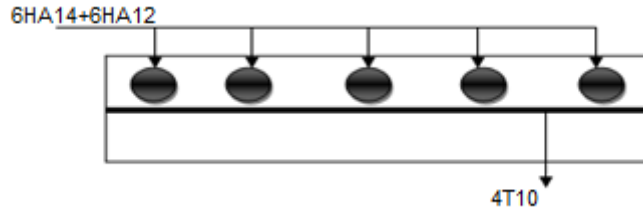


Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

III.2.2.2. Etude de la dalle sur 4 appuis (D2):

$\rho = \frac{6.4}{7} = 0.91 \geq 0.4 \text{ m} \rightarrow$ La dalle travail sur deux sens (sens x, y)

➤ **Evaluation des charges :**

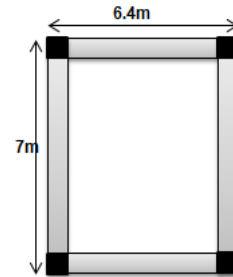
$G = 5.43 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_{ELU} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.58 \text{ KN/m}^2$

$P_{ELS} = G + Q = 6.93 \text{ KN/m}^2$

➤ **Les sollicitations :**

Figure III.4. Schéma de la dalle (D 2)



On a : $\rho=0.91 \quad ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \dots\dots \text{ (Annexe II)}$

Exemple de Calcul des moments isostatiques :(ELU)

$\begin{cases} M_0^x = \mu_x (Pu * l_x^2) \rightarrow M_0^x = 17.54 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x \rightarrow M_0^y = 14.09 \text{ Kn.m} \end{cases}$

➤ **Les moments corrigés :**

✓ En travées :

$M_t^x = 0.75 M_0^x = 13.15 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0.75 M_0^y = 10.56 \text{ KN.m}$

✓ Au niveau des appuis :

$M_a^x = -0.5 M_0^x = - 8.77 \text{ KN.m}$

$M_a^y = -0.5 M_0^y = - 7.04 \text{ KN.m}$

Tableau .III.22: Les différents moments

		ELU	ELS
moments isostatiques (KN.m)	M_0^x	17.54	14.70
	M_0^y	14.09	12.71
Travée (KN.m)	M_t^x	13.15	11.02
	M_t^y	10.56	9.53
Appui (KN.m)	M_a^x	-8.77	-7.35
	M_a^y	-7.04	-6.35

➤ **Ferraillage :**

On fait le calcul du ferraillage selon le sens l_x et l_y les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.23 Le ferraillage selon les deux sens

	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	Observation $A_{cal} \geq A_{min}$	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)
Sens x-x	Travée	13.15	0.064	0.083	0.12	3.15	1.25	Vérifier	5HA12 = 5.65
	Appuis	-8.77	0.042	0.054	0.12	2.10	1.25	Vérifier	5HA10 =3.93
Sens y-y	Travée	10.56	0.051	0.066	0.12	2.53	1.2	Vérifier	4HA12 =4.52
	Appuis	-7.04	0.034	0.044	0.12	1.68	1.2	Vérifier	4HA10 =3.14

La condition de non fragilité :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{3-0.91}{2} \times 100 \times 15 = 1.25\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.25\text{cm}^2 < 3.15\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \cdot b \cdot e = 1.2$$

$$A_{min} = 1.2\text{cm}^2 < 2.53\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Espacement des barres**

Sens x-x : on opte pour $S_t = 20\text{cm} < \min(3e, 33\text{cm})$

Sens y-y : on opte pour $S_t = 25\text{cm} < \min(4e, 45\text{cm})$

➤ Les vérifications :

A l'ELU

L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$ tel que : $\tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$

$$V_u^x = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 18.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.15 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_u^y = \frac{p_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.1 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

A l'ELS :

Tableau.III.24. vérification à l'ELS

	Endroit	Ms (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$	Obs
Sens x-x	Travée	11.02	3.74	7526.07	$5.47 \leq 15$	vérifier	$181.42 \leq 201.63$	vérifier
	Appuis	-7.35	3.22	5657.24	$4.18 \leq 15$	vérifier	$171.11 \leq 201.63$	vérifier
Sens y-y	Travée	9.35	3.41	6324.56	$5.03 \leq 15$	vérifier	$190.48 \leq 201.63$	vérifier
	Appuis	-6.35	2.93	4713.13	$3.92 \leq 15$	vérifier	$183.30 \leq 201.63$	vérifier

❖ Vérification de La flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{h}{l_x} = \frac{16}{640} = 0.025 < \frac{M_t^x}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{non vérifier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 14} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{h}{l_x} = \frac{16}{700} = 0.023 < \frac{M_t^x}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{non vérifier} \end{array} \right.$$

Commentaire : les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche dans les deux sens.

Tableau.III.25. Vérification de la flèche

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$	Observation
x-x	9.554	1.473	6.943	3.963	$11.06 < 11.4$	Vérifier
y-y	8.980	1.548	6.657	3.278	$10.81 < 12$	Vérifier

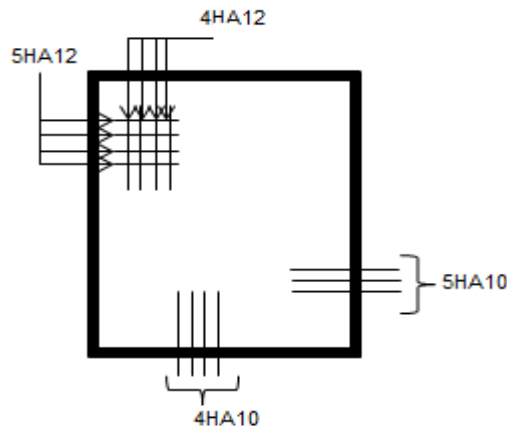


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D2)

III.2.2.3. Etude d'une dalle sur 2 appuis :

$\rho = \frac{0.85}{3} = 0.28 < 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille suivant lx comme une console.

a) Calcul des sollicitations

1. ELU

On a : $G=4.43 \text{ KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$P=1 \text{ KN/m}$: la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$q_u = 1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 3.5 = 11.92 \text{ KN/ml.}$

$q_s = 4.43 + 3.5 = 7.93 \text{ KN/ml.}$

$p = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.}$

Calcul des moments

$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u l_x = \frac{11.92 \times 0.85^2}{2} + 1.35 \times 0.85 = 5.45 \text{ MN.m}$

$V_u = q_u l + P_u = 11.92 \times 0.85 + 1.35 = 11.48 \text{ KN}$

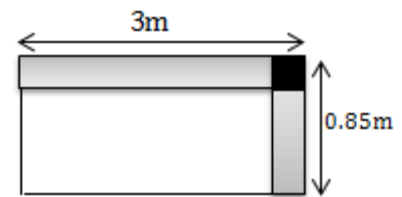


Figure III.6. Dalle pleine sur 2

appuis

b) Ferrailage :**➤ Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm}; h=12\text{cm}; d=10\text{cm}; f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$$

Tableau.III.26. Le ferrailage des armatures principales

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
5.45	0.038	0.05	0.098	1.59	0.96	4HA10=3,14	20

Condition de non fragilité :

$$\rho < 0.4 \rightarrow A_{\text{min}} = 0.0008 \times b \times e = 0.96$$

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

➤ Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{3} = \frac{3,14}{3} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_{t \leq} \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } S_t = 25 \text{ cm}$$

c) Verifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{11.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.11 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

2. L'ELS

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2}{2} + p_s l_x = \frac{7.93 \times 0.85^2}{2} + 1 \times 0.85 = 3.71$$

Tableau III.27. la contrainte dans le béton et dans l'acier

$M_s(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPA})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPA})$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
3.71	2.63	3164.71	3,05	15	129.60	201.63	Verifier

La flèche

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{0.85} = 0,14 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,003 \leq \frac{2}{400} = 0,005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiés ce qui est inutile de la vérifier.

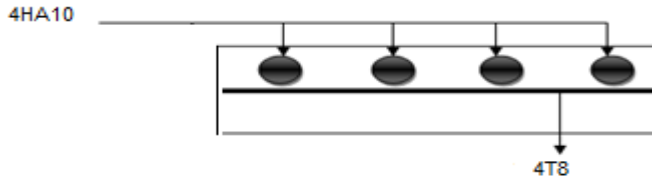


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

III.2.2.4. Etude d'une dalle sur 1 appui (D4):

a) Calcul des sollicitations

1. ELU

On a : $G=4.43 \text{ KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$P=1 \text{ KN/m}$: la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$q_u = 1.35 \times 4.43 + 1.5 \times 3.5 = 11.92 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4.43 + 3.5 = 7.93 \text{ KN/ml.}$$

$$p = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u l_x = \frac{11.92 \times 1.45^2}{2} + 1.35 \times 1.45 = 14.48 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u l + P_u = 11.92 \times 1.45 + 1.35 = 18.63 \text{ KN}$$

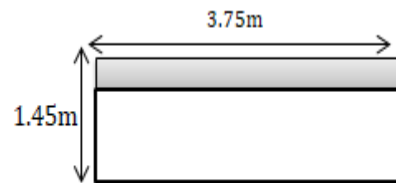


Figure III.8. Schéma de la dalle (D4)

b) Ferrailage :

➤ Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm}; h=12\text{cm}; d=10\text{cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau.III.28. Le ferrailage des armatures principales

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	$S_t \text{ (cm)}$
14.48	0.102	0.13	0.095	4.38	1.20	4HA12=4.52	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

➤ Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$, on opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Verifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{18.63 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.19 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

2. L'ELS

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2}{2} + p_s l_x = \frac{7.93 \times 1.45^2}{2} + 1 \times 1.45 = 9.78 \text{ KN.m}$$

Tableau III.29. la contrainte dans le béton

Ms(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
9.78	3.06	4220.58	7.09	15	Verifier

• La flèche

$$3. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.45} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$4. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0045 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiés ce qui est inutile de la vérifier.

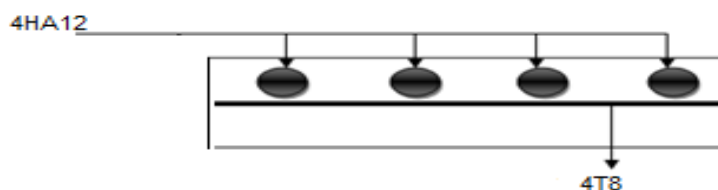


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D4)

III.3. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100 cm.

III.3.1. Calcul d'escalier étage courant :

• Combinaisons de charges :

✓ Sur la volée :

$$\text{ELU : } q_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = 16.01 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{s \text{ volée}} = G + Q = 11.58 \text{ KN/m}$$

✓ Sur le palier :

$$\text{ELU : } q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 11.41 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{s \text{ palier}} = G + Q = 8.18 \text{ KN/m}$$

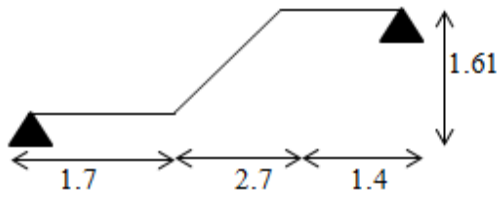


Figure III.10. Schéma statique

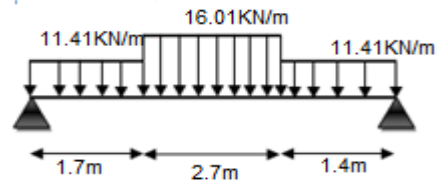


Figure III.11. Chargement repris par la volée

Les sollicitations :

ELU	ELS
$M_t^{\max} = 56.54 \text{KN.m}$	$M_t^{\max} = 40.94 \text{KN.m}$
$M_a^{\max} = -33.32 \text{KN.m}$	$M_a^{\max} = -24.08 \text{KN.m}$
$V^{\max} = 39.62 \text{KN}$	$V^{\max} = 28.55 \text{KN}$

• Ferrailage :

$b = 100 \text{ cm}$ $e = 17 \text{ cm}$ $d = 15 \text{ cm}$

Tableau.III.30. Le ferrailage à ELU

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	A_{\min}	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée	56.64	0.177	0.196	0.138	11.79	1.81	8HA14=12.32
Appui	-33.32	0.104	0.137	0.141	6.72	1.81	6HA12=6.79

• Vérifications :

➤ ELU :

✓ Vérifications de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a $A > A_{\min} \rightarrow$ condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_{\bar{u}} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0,26 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Calcul des armatures de répartitions :

- En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{cm}^2$ on choisit 4T10 = 3.14cm²

- **En appui :** $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$ on choisit 4T8 = 2.01cm²

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min (3e ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq \min (4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 33\text{cm}$

➤ **ELS :**

✓ **Vérification des contraintes de béton :**

Tableau III.31. Vérification d'état limite de compression du béton

	$M_s(\text{KN.m})$	$Y(\text{Cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_b(\text{MPA})$	$\sigma_b^-(\text{MPA})$	observation
travée	40.94	5.7	22156.45	10.53	15	vérifié
appui	-24.08	2.89	15741.10	4.42	15	vérifié

✓ **Vérification de la flèche :**

La première condition de la flèche n'est pas vérifiée on a : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l} = 0,029 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

Tableau III.32. Vérification de la flèche.

Evaluation des moments en travées						
M_{jser}		M_{gser}		M_{pser}		
16.92		28.95		37.88		
Propriétés de la section						
ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v		
0,0082	2.55	1.022	32456.59	10818.86		
Contraintes (MPA)						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
105.17		179.96		235.50		
Inerties fictives (m⁴)						
μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}
0.33	0.54	0.62	0.0014	0.0011	0.001	0.0017
Evaluation des flèches (mm)						
f_{ij}		f_{ig}		f_{ip}		f_{vg}
1.19		2.61		3.37		5.11
$\Delta_{ft} = 5.04 \text{ mm} < f_{adm} = 10.8 \text{ mm}$						

Schéma de ferrailages :

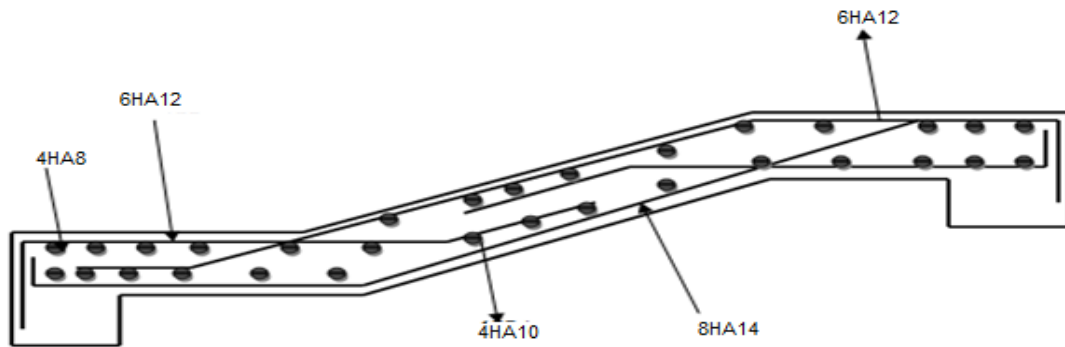


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la volée

III.3.2. Poutre palière

Le schéma statique adopté par la poutre palière est le suivant :

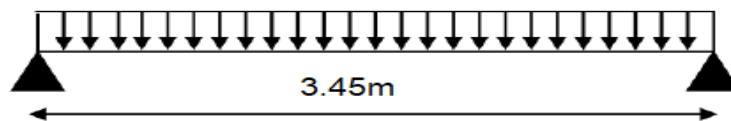


Figure III.13. : Schéma statique de la poutre palière

III.3.2.1. dimensionnement

Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \rightarrow 23\text{cm} \leq h \leq 34.5\text{cm}$$

_ Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 25\text{cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Alors on opte pour : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \text{ et } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

III.3.2.2 calcul de la poutre palière

- Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$
- G_m : poids de mur extérieur : $G_m = 2.74 \times (1.61 - 0.3) = 3.60 \text{ KN/ml}$

D'après l'étude RDM de ce système nous avons le moment en appuis qui est nul est le moment en travée

$$M = \frac{q_u l^2}{8} = 70.68 \text{ KN.m}$$

Pour la suite des calculs on prend $\left\{ \begin{array}{l} \text{en travée : } 0.85M \\ \text{on appuis : } 0.5M \end{array} \right.$

Tableau III.33. Les sollicitations dans la poutre

ELU	ELS
$R_B = 39.62 \text{ KN}$	$R_B = 28.55 \text{ KN}$
$Q_u = (1,35g_0 + G_m) + R_B = 47.51 \text{ KN/m}$	$Q_s = 34.4 \text{ KN/m}$
$M = \frac{q_u l^2}{8} = 70.68 \text{ KN.m}$	$M = 51.18 \text{ KN.m}$
$M_t = 60.08 \text{ KN.m}$	$M_t = 43.50 \text{ KN.m}$
$M_a = -35.34 \text{ KN.m}$	$M_a = -25.59 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{q_u l}{2} = 81.95 \text{ KN}$	

- **Ferraillage à la flexion simple**

Tableau III.34. Le ferraillage de la poutre

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
travée	60.08	0.179	0.25	0.252	6.85	1.01
appui	-35.34	0.106	0.14	0.264	3.84	1.01

- **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.97 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,2 ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25.2 \text{ cm. on opte pour:}$$

Travée : $S_t = 15 \text{ cm}$ en **appui :** $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section d'armature a la torsion :

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$M^{torsion} = M_b^a = 37.28 \text{ KN.m}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}$$

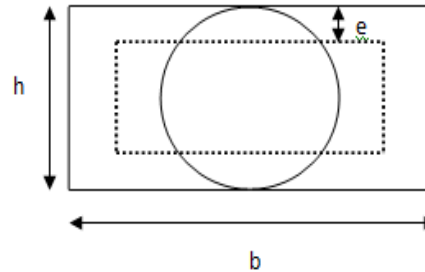


Figure III.14. Section creuse équivalente

$$\tau_{torsion} = \frac{M^{tors}}{\Omega \times 2 \times e} = \frac{34.03 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 5.96 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \sqrt{0.941 + 35.52} = 6.04 > 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On redimensionne la section de la poutre palière.

On augmente notre section à $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

On calcule les dimensions : $(\Omega ; e)$

On donne : $\Omega = 0,0966 \text{ m}^2$ $e = 5.8 \text{ cm}$ $U = 1,268 \text{ m}$

ELU	ELS
$R_B = 39.62 \text{ KN}$	$R_B = 28.55 \text{ KN}$
$Q_u = (1,35g_0 + G_m) + R_B = 47.79 \text{ KN/m}$	$Q_s = 35.5 \text{ KN/m}$
$M = \frac{q_u l^2}{8} = 71.10 \text{ KN.m}$	$M = 52.82 \text{ KN.m}$
$M_t = 60.43 \text{ KN.m}$	$M_t = 44.89 \text{ KN.m}$
$M_a = -35.55 \text{ KN.m}$	$M_a = -26.41 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{q_u l}{2} = 82.42 \text{ KN}$	

Tableau III.35. Le ferrailage à la torsion

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
travée	60.43	0.088	0,12	0,35	4.96	1.56
appui	35.55	0,052	0,067	0,36	2.84	1.56

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37.28 \times 10^{-3} \times 1,268 \times 1,15}{2 \times 0,0966 \times 400} = 7.034 \text{ cm}^2$$

• **Section d'armatures finale**

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.16 + \frac{7.03}{2} = 8.47 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$

On ferraille avec A \Rightarrow Soit : **3HA14+3HA16 = 10.56 cm²**

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.84 + \frac{7.034}{2} = 6.35 \text{ cm}^2 < 7 \text{ cm}^2$

On ferraille avec A_a \Rightarrow Soit : **3HA14+3HA12 = 8.01 cm²**

Les armatures transversales :

Soit : S_t = 15cm

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \frac{M_{Tu} S_t \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,83 \text{ cm}^2$$

D'où : A_t = 1.57 + 0,83 = 2.40 cm² \Rightarrow soit : **4HA10 = 3.14 cm²**

• **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M^{tors}}{\Omega \times 2 \times e} = \frac{37.28 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0966 \times 0,058} = 3.32 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Etat limite de compression du béton à l'ELS :**

Tableau III.36. Vérifications à l'ELS

	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (Mpa)	Observation
Travée	44.89	14.37	116430	6.52	15	vérifiée
Appui	-26.41	12.78	94829	3.17	15	vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t^s}{10 \times M_0^s}\right) \Rightarrow 0,126 > 0,084 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,007 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$L \leq 8m \Rightarrow 3,45m < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage

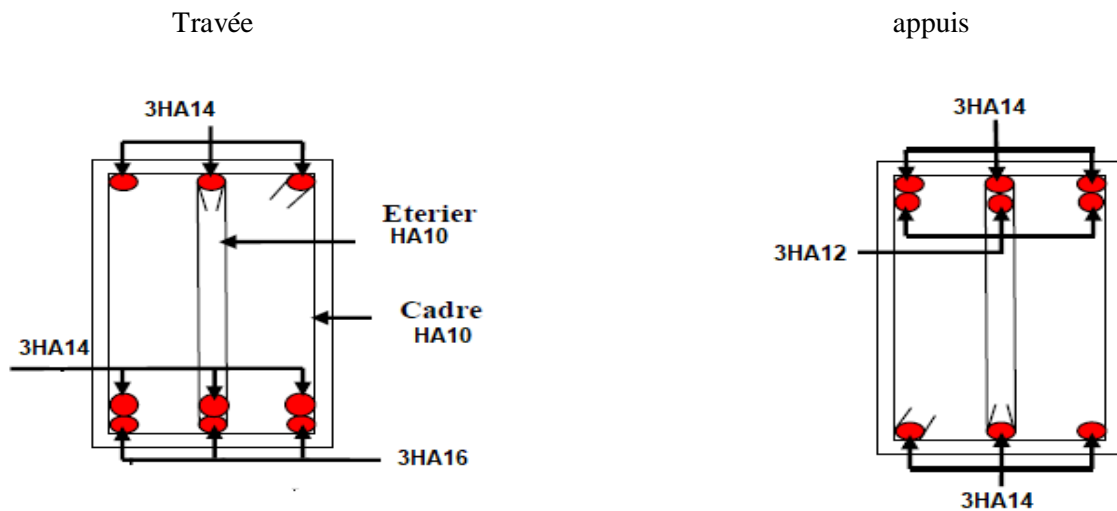


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4. Calcul de l'acrotère

III.4.1. Définition

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de la pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture. il sert ainsi à la manutention des échafaudages lors des travaux d'entretiens.

III.4.2. Sollicitations

- L'acrotère est soumis à :
- poids propre
 - Force sismique
 - Main courante

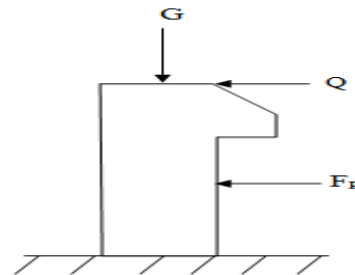


Figure III.16. Schéma statique de l'acrotère

III.4.3. Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composé
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.4.4 Evaluation des charges :

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \rightarrow S = 0.0685 \text{ cm}^2$$

- ✓ Poids propre $G = (25 \times 0.0685 \times 1) + (0.1 \times 0.1 \times 1 \times 20) = 1.87\text{KN}$.
- ✓ $W_p = 1.87\text{KN}$
- $Q = 1\text{KN}$.
- ✓ La force sismique :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 version 2003 (article 6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.91 = 0.9 \text{ KN}$$

- ✓ **A- Le centre de gravité de la section est $G (X_g ; Y_g)$:**

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 6.2\text{cm} \quad , \quad Y_g = 33.01\text{cm}$$

- ✓ **B - Moment engendré par les efforts normaux :**

$$NG = 1.8 \text{ KN/m} \rightarrow MG = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/m} \rightarrow MQ = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/m}$$

Tableau III.37. Les sollicitations de calcul

Combinaison	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	1.87	2.52	1.87
M (KN.m)	0.9	0.9	0.6

$$F_p = 1 \text{ KN/m} \rightarrow MF_p = 1 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$

III.4.5 calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 35.71\text{cm} > \frac{H}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$e_2 = e_1 + e_a ; \quad \text{tel que : } e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{l}{250} \right) \rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = 37.71\text{cm}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \cdot (2 + \alpha \cdot \emptyset) \cdot l_f^2}{h \cdot 10^4} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \rightarrow e_3 = 0.86\text{cm}$$

$$L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$D'où e_t = e_a + e_2 = 0.38\text{m}$$

Les sollicitations corrigées pour les calculs en flexion composée sont :

$$N_u = 2.52 \text{ KN} \quad M_U = 2.52 \times 0.38 = 0.97\text{KN}$$

III.4.6 Le ferrailage :

✓ **ELU :**

$$h = 10\text{cm} \quad d = 8\text{cm} \quad b = 100\text{cm} \quad C = 2.5\text{cm}$$

L'acrotère est sollicité en Flexion composé ; mais le calcul se fera par assimilation a la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$

Tableau III.38. Les sollicitations de ferrailage de la section

sollicitations	M_u (t.m)	M_s (t.m)	N_u (t)	N_s (t)	V (t)
		0.097	0.06	0.252	0.187

• **Les armatures longitudinales** (section partiellement comprimée) :

Tableau III.39. Ferrailage des armatures longitudinales

M_{UA} (t.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	M_R	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_r (cm^2)
0.1033	0.0129	0.0163	0.0745	0	0	0.326	0.9056	0.5025

$$A_{\min} = 0.9056 \text{ cm}^2 > A = 0.326 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{le choix est : } \mathbf{3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ avec : } \mathbf{S_t=33\text{cm}}$$

Les armatures de répartitions \rightarrow on adopte : $\mathbf{2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ avec : $\mathbf{S_t=30\text{cm}}$

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau \leq \min (0.1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) \rightarrow \tau \leq \min (2.5 ; 3\text{MPa}) \rightarrow \tau \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.9 + 1.5 = 1.35 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.0168\text{MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau} \rightarrow$ pas de risque au cisaillement.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} = \mathbf{0.2799\text{MPa}} \quad \text{avec : } \sum \mu_i : \text{c'est la somme des périmètres des barres.}$$

$$\bar{\tau} = \mathbf{2.83 \text{ MPA}} \quad \rightarrow \quad \tau < \bar{\tau} : \text{ pas de risque de rupture .}$$

➤ **ELS :**

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

➤ **Position de l'axe neutre :**

$C = d - e_A$; tel que : $e_A =$ distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.32\text{m}$$

$C = 0.08 - 0.32 = -0.24\text{m}$ ($C < 0$ et $y_c > 0$) → C à l'extérieur de la section

$$Y_{ser} = y_c + c$$

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

$$\text{tel que : } p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b} \rightarrow p = -0.17 \text{ m}^2$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b} \rightarrow q = 0.03 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 * \frac{p^3}{27} = 1.72 * 10^{-4}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 (\Delta^{1/2} - p) = 0.085\text{m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = 0.44\text{m}$$

$$y_c = Z - \frac{p}{3 * x * z} = 0.57\text{m} \quad ; \quad y_{ser} = 0.57 - 0.24 = 0.33\text{m}$$

$$y_c = 0.57\text{m} \text{ donc } y = 0.33\text{m}$$

Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A (d - y) = -3.33 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.9462 < \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 6.86 < \sigma_s = 201.64 \text{ MPA} \rightarrow \text{fissuration nuisible}$$

Ferrailage :

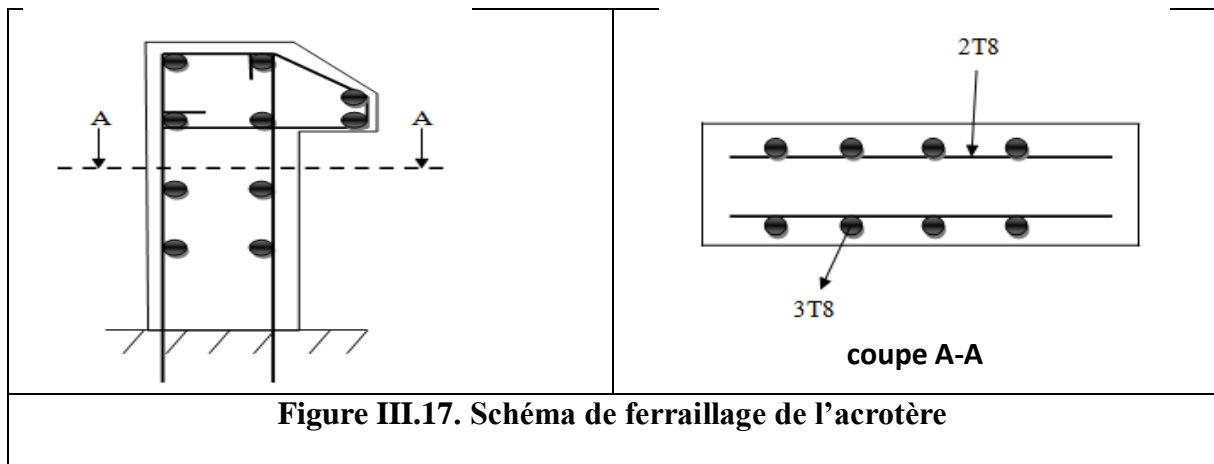


Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de la dalle de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les 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 qui permet de déplacer la cabine.

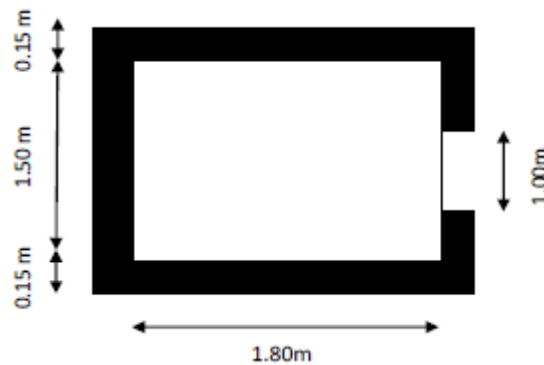


Figure.III. 18.les dimensions de l'ascenseur

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques Sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 150cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **L'épaisseur de la dalle :**

On a : $l_x = 1.5\text{m}$; $l_y = 1.80\text{m}$; $s = 2.70\text{ m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

La dalle reprend une charge importante, on choisit alors une épaisseur de 20cm.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement :**

$$G_p = 20 * 0.2 = 5\text{KN/m}^2$$

Calcul pour un revêtement de 5 cm :

$$G_r = 22 * 0.05 = 1.1\text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = G_p + G_r = 6.1\text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur :**

$$G_2 = \frac{F_c}{s} = \frac{145}{2.70} = 53.70\text{ KN/m}^2$$

- **Poids total :**

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 6.1 + 53.70 = 59.80\text{ KN/m}^2$$

• **Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 82.33 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 59.80 + 1 = 60.8082.33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\Rightarrow \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0528 \times 82.33 \times 1.5^2 = 9.77 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6494 \times 9.77 = 6.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement) :

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.77 = 7.33 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.34 = 4.75 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui $\Rightarrow M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -4.88 \text{ KN.m}$

• **Calcul du ferrailage :**

Tableau III.40. Ferrailage de dalle.

	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix
travée	X-X	7.33	0.018	0.023	0.168	1.25	1.74	4HA8=2.01
	Y-Y	4.75	0.011	0.014	0.169	0.81	1.60	4HA8=2.01
appui		-4.88	0.012	0.015	0.169	0.83	1.74	4HA8=2.01

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 41.61 \text{ KN} \\ V_u^y = 20.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{41.61 \times 10^{-3}}{0.17 \times 1} = 0.245 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas besoin d'armatures transversales.}$$

Vérification à l'ELS :

$q_s = 60.80 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8.15 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments corrigés :**

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 6.11 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.60 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui $\Rightarrow M_a^x = -4.07 \text{ KN.m}$

Tableau III.41. Vérifications à l'ELS

sens	Ms (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	6.11	2.51	3488.82	$3.82 \leq 15$	vérifier
y-y	4.60	2.51	3488.82	$3.14 \leq 15$	vérifier
Appui	-4.07	2.51	3488.82	$2.55 \leq 15$	vérifier

• **Vérification à la flèche**

➤ **Sens X-X**

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^S}{20 \times M_0^S}\right) \Rightarrow 0,133 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0015 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$0,0375 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0,0015 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

Dalle de salle machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

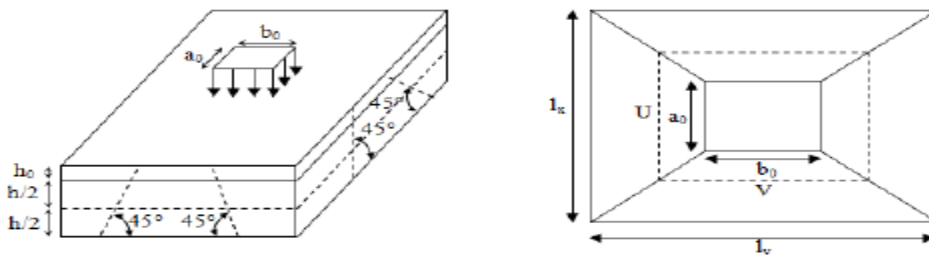


Figure III.19. Illustration de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x . h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.
 b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y . h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement. $\xi = 1$ $h_1 = 5$ cm.

On aura donc :

$$\begin{cases} U = 80 + 20 + (2 \times 0.75 \times 5) = 110 \text{ cm.} \\ V = 80 + 20 + (2 \times 0.75 \times 5) = 110 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **ELU :**

$$\text{On a : } g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow p_u = 1.35g = 97.605 \text{ KN.}$$

Calcul des sollicitations :

$$\text{On a selon le BAEL : } \begin{cases} M_x = p_u + (M_1 + vM_2) \\ M_y = p_u + (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les **abaques de PIGEAU (Annexe VI)** en fonction de ρ .

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{U}{l_x}; \beta = \frac{V}{l_y}$$

$$v : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \Rightarrow \text{ELU} . \\ v = 0.2 \Rightarrow \text{ELS.} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.73 \\ \beta = 0.61 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.055 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments de M_{1x} et M_{2y} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{1x} = p_u + M_1 \\ M_{1y} = p_u + M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{1x} = 97.605 + 0.082 = 8.003 \text{ KN.m} \\ M_{1y} = 97.605 + 0.055 = 5.368 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\Rightarrow \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G + 1.5Q = 9.73 \text{ KN/m} \\ \begin{cases} M_{2x} &= 0.0528 \times 9.73 \times 1.5^2 = 1.15 \text{ KN.m} \\ M_{2y} &= 0.6494 \times 1.15 = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 8.003 + 1.15 = 9.15 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 5.365 + 0.75 = 6.118 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés :**

$$\text{En travée } \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.15 = 6.86 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.118 = 4.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui } \Rightarrow M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -4.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b= 1 \text{ m}$, $d=0.17 \text{ m}$
Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 42:Le ferraillage de la dalle

	sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	choix
travée	X-X	6.86	0.016	0.021	0.17	1.16	1.47	4HA8=2.01
	Y-Y	4.58	0.011	0.014	0.17	0.77	1.36	4HA8=2.01
appui		-4.58	0.011	0.014	0.17	0.77	1.36	4HA8=2.01

Vérification à l'ELU

- **Vérification des espacements :**
 $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2(110 + 110) \Rightarrow U_c = 440\text{cm}; p_u = 97.605\text{KN}.$$

$$p_u = 97.605 < 0.045 \times 440 \times 10^{-2} \times 0.20 \times \frac{25}{1.5} 10^3 = 660\text{KN}.$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

On a : $v=u \Rightarrow V_{max} = \frac{p_u}{3 \times v} = 29.57\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots \text{Vérfiée}$

Calcul à l'ELS :

- **Les moments engendres par le système de levage :** $q_{ser} = g = 72.3\text{KN/m}$

$$\begin{cases} M_x = q_{ser} + (M_1 + vM_2) = 72.3(0.082 + 0.2 \times 0.055) = 6.72\text{KN.m} \\ M_y = q_{ser} + (M_2 + vM_1) = 72.3(0.055 + 0.2 \times 0.082) = 5.16\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 7.1\text{KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.95 \text{KN.m} \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} = 0.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 7.67 \text{KN.m} \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 5.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigé**

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.67 = 5.75 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 5.87 = 4.40 \text{KN.m} \end{cases}$

En appui $\Rightarrow M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -3.83 \text{KN.m}$

Vérification des contraintes

Tableau 43: vérification des contraintes

sens	Ms (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	5.75	2.91	6807.02	2.46 ≤ 15	vérifier
y-y	4.40	2.91	6807.02	1.88 ≤ 15	vérifier
Appui	-3.83	2.91	6807.02	1.64 ≤ 15	vérifier

- **Vérification à la flèche**

➤ **Sens X-X**

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20 \times M_0^s}\right) \Rightarrow 0,133 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0011 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$0,111 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0,0011 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

Schéma de ferrailage :

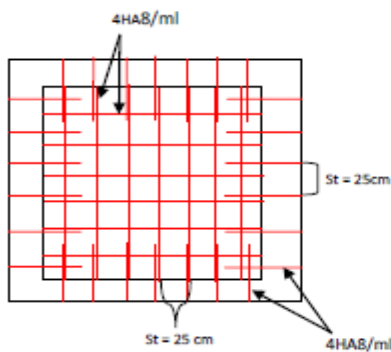


Figure III.20: Schémas de ferrailage de la dalle au-dessous

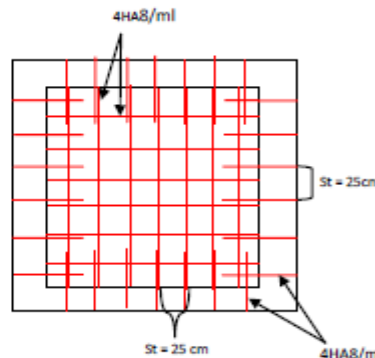


Figure III. 21. Ferrailage de la dalle des machines.

Chapitre IV :
Etude dynamique

IV.1.Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de (RDC + serves +8 avec un entre sol et sous-sol), destiné à usage multiple.

Pour rappel, le système de contreventement qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

IV.2. Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel au logiciel **ETABS 16** qui est destiné à la conception et l'analyse des structures, et ouvrages de génie civil catégorie bâtiments .Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériau....Ce logiciel permet d'effectuer des divers options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, L'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérifications des sections des éléments de la structure complète.

IV.3. Méthodes utilisables :

Selon le RPA99/2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m , elle est irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3.1. Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99/version2003 article 4.3)**IV.3.1.1. Principe :**

Par cette méthode, il est recherché 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.

IV.3.1.2. Modélisation :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3.1.3. Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \dots \dots \dots (\text{RPA99/version2003 article 4.2.3})$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W: Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q: Facteur de qualité.

a) Coefficient d'accélération de la zone

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

b) Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

c) Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie de site RPA99 (tableau 4.7)

- D'après le rapport de sol le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S2 (site ferme)

$$T_1 = 0.15 \quad T_2 = 0.40$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau consécutif, du type de structure et de l'importance des remplissages voir (**tableau 4.2 RPA99/2003**)

On prend $\xi = 7\%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88 > 0.7$$

On a un site ferme s2 $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \\ T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

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

$$h_n = 35.53\text{m}$$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement de type de remplissage est donnée par le type de système de contreventement (**Tableau 4.6 RPA99/2003**)

Pour le contreventement mixte portique voile avec interaction qui est notre cas $C_T = 0.05$

$$T = 0.73\text{s}$$

$$L_x = 16.3\text{m}$$

$$L_y = 21.2\text{m}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min (0.73; 0.73) = 0.727 \text{ s} \\ T_y = \min (0.73; 0.69) = 0.727 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.37 \\ D_y = 1.42 \end{cases}$$

d) Facteur de qualité

Tableau IV.1.valeurs des pénalités

Critère q	Observé	P_q / xx	Observé	P_q / yy
1-condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3-régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (**Formule 4.4 RPA99/2003**)

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

$$D'ou \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

e) Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4.5 RPA 99/2003})$$

W : poids total de la structure

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes total.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficients de pondération.

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas, on a $W = 41597.21KN$

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

$$\begin{cases} V_x^{st} = 2051.57KN \\ V_y^{st} = 2126.45KN \end{cases}$$

IV.3.1.4. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

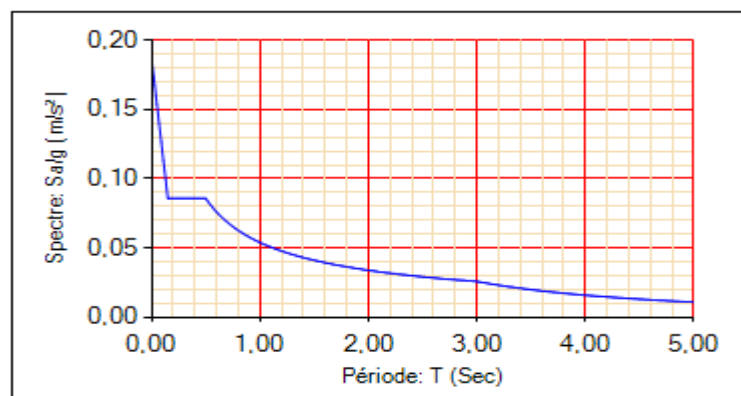


Figure IV.1. Spectre de réponse

IV.3.2. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est L'ETABS 16

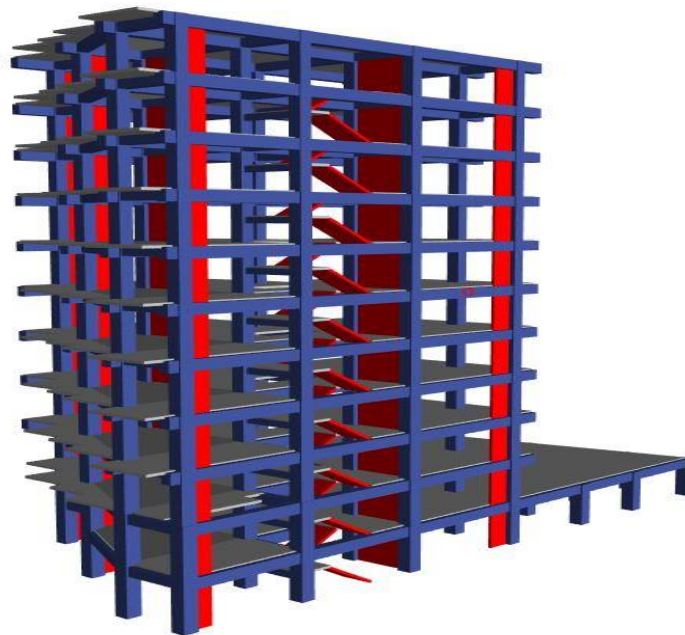


Figure IV. 2. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS.

- **Disposition des voiles**

Après plusieurs essais on a obtenu une disposition qui a permet d'éviter des torsions au 1^{er} mode et répondre favorablement aux conditions de RPA99/2003

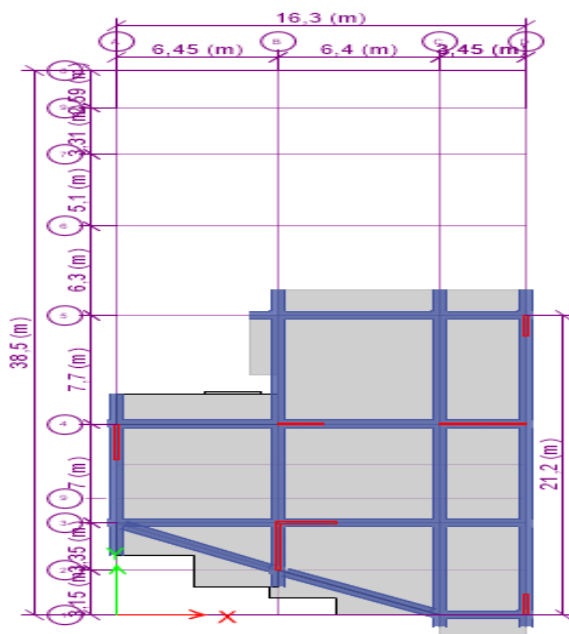


Figure.IV.3. Vu en plan de la disposition des voiles de contreventement

IV.4. Interprétations des résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1 mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. mode de la période et la participation masse ratios

Modes	Période (s)	sum Ux (%)	sum Uy (%)
Mode1	0,77	0,6889	0,0014
Mode2	0,727	0,6904	0,6879
Mode 3	0,677	0,6916	0,6884
Mode 4	0,228	0,7893	0,6924
Mode 5	0,223	0,8107	0,7749
Mode 6	0,204	0,8247	0,8218
Mode 7	0,122	0,8267	0,8362
Mode 8	0,114	0,872	0,8496
Mode 9	0,101	0,8844	0,885
Mode 10	0,081	0,8846	0,8932
Mode 11	0,072	0,9198	0,9008
Mode 12	0,065	0,9356	0,9292

Analyse des résultats :

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique atteint les 90% au bout du 11^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans le premier mode est inférieur à celle calculées après majoration de 30%.

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_y = \mathbf{0.94\ s} \\ T_x = \mathbf{0.897\ s.} \end{cases}$$

IV.4.2. Les modes de vibrations :

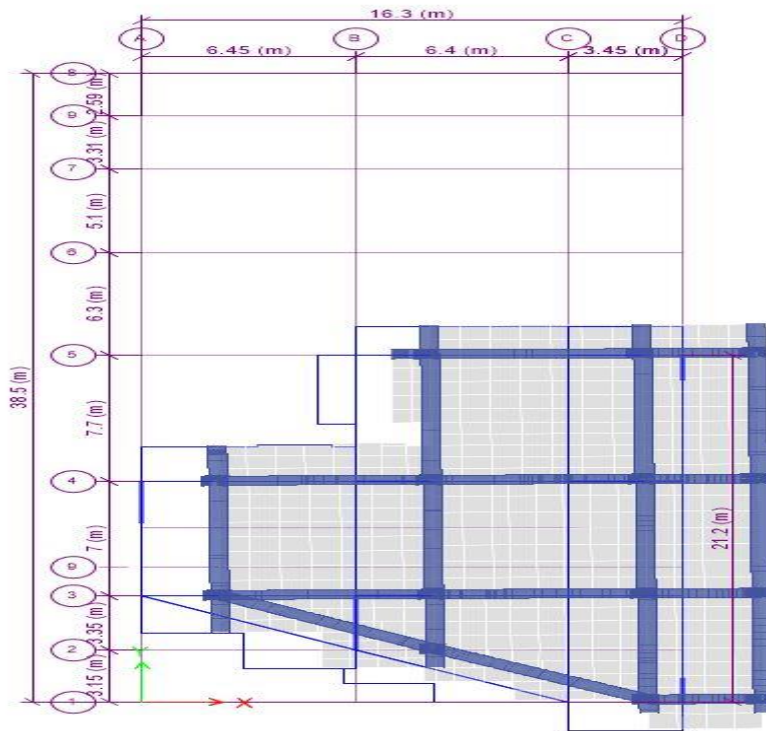


Figure IV.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

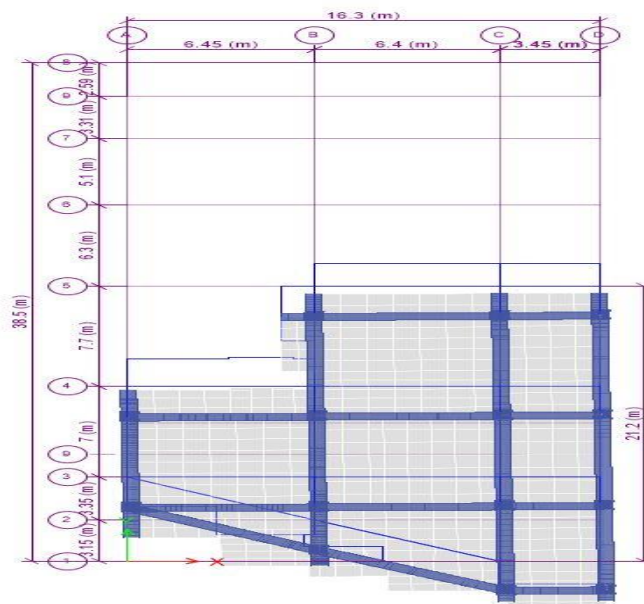


Figure IV.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

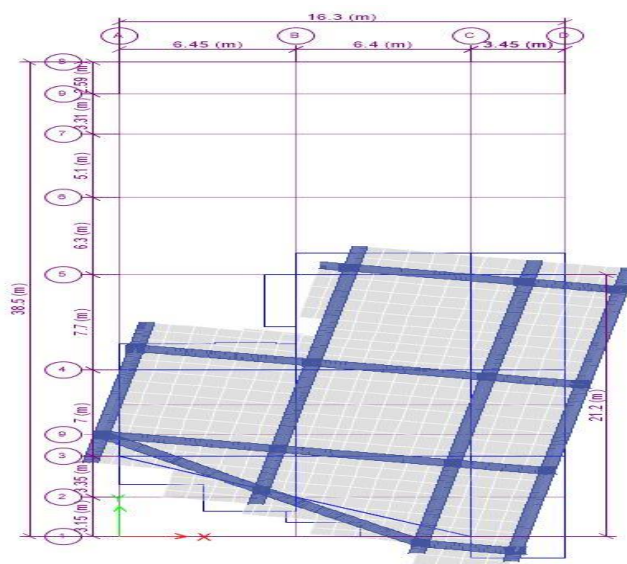


Figure IV.6. (Mode 3) rotation suivant l'axe z-z

IV.4.3. justification de l'interaction voile-portique

• Sous charges verticales

- Pourcentages es charges verticales reprise par les portiques : $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\%$

- Pourcentages des charges verticales reprise par les voiles : $\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Les charges reprise (KN)		Pourcentage repris	
	Portique	Voile	Portique %	Voile %
9	2547,6688	1099,5972	69,8514668	30,1485332
8	5070,2185	2017,7937	71,5323049	28,4676951
7	7640,0279	2946,2539	72,169134	27,830866
6	10318,0921	3788,611	73,1431861	26,8568139
5	12976,2824	4659,3282	73,5800007	26,4199993
4	15791,9411	5406,0476	74,497356	25,502644
3	18545,5084	6214,0916	74,9022941	25,0977059
2	21488,1118	6866,5709	75,7832913	24,2167087
1	24180,1141	7577,7864	76,1388937	23,8611063
RDC	27087,7936	8081,5235	77,0210963	22,9789037
E.sol	33398,4863	8103,7285	80,4739855	19,5260145

Remarque : On remarque que l'interaction sous charge verticale n'est pas vérifiée dans tous les niveaux.

- **Sous charges horizontales**

- Pourcentages es charges horizontales reprise par les portiques : $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 25\%$

- Pourcentages des charges horizontales reprise par les voiles : $\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 75\%$

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Portique %	Voile (KN)	Voile %	Portique (KN)	Portique %	Voile (KN)	Voile %
9	306,80	73,90	108,34	26,097	342,79	74,70	116,07	25,29
8	397,87	64,52	218,812	35,48	413,38	69,28	183,28	30,72
7	492,21	60,32	323,84	39,68	503,32	63,40	290,54	36,60
6	627,32	62,27	380,03	37,72	604,94	61,52	378,40	38,48
5	701,62	60,22	463,42	39,77	664,88	58,15	478,48	41,85
4	786,66	60,48	514,04	39,52	770,86	59,87	516,67	40,13
3	826,25	57,99	598,36	42,01	791,49	55,89	624,63	44,11
2	857,49	56,22	667,62	43,77	850,95	55,84	672,86	44,15
1	820,43	51,36	776,74	48,63	816,72	50,64	795,86	49,35
RDC	822,79	49,96	823,93	50,03	890,85	52,50	805,94	47,50
E.sol	1154,50	66,37	584,91	33,62	1354,95	75,22	446,21	24,77

Remarque : On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.4.4 .vérification de la résultante de la force sismique

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{sta} \quad \text{RPA99/2003 (article 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultante des forces sismique	V _{Sta} (KN)	V _{dyn} (KN)	0.8 *V _{Sta} (KN)	Observation
Sens x-x	2051,57	1742,55	1641,26	Vérifiée
Sens y-y	2126,45	1781,92	1701,16	Vérifiée

IV.4.5. Vérification de l'effort normal réduit

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d: l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
9	65	70	4550	296,0444	0.03	Vérifiée
8	70	70	4900	601,4665	0.05	Vérifiée
7	70	70	4900	911,1191	0.07	Vérifiée
6	70	75	5250	1240,6208	0.09	Vérifiée
5	70	75	5250	1583,6982	0.12	Vérifiée
4	75	75	5625	1942,9384	0.14	Vérifiée
3	75	75	5625	2308,6782	0.16	Vérifiée
2	75	80	6000	2705,3211	0.18	Vérifiée
1	75	80	6000	3117,2818	0.21	Vérifiée
RDC	80	80	6400	3600,7104	0.22	Vérifiée
E.sol	80	80	6400	4661,9249	0.29	Vérifiée

IV.4.6. Calcul des déplacements

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 : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement (R=5)

Les résultats de vérifications des déplacements relatifs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
E.sol	0,0006	0,003	0	0,003	3.23	0,0009	0,0003	0,0017	0	0,0017	0,0005
RDC	0,0017	0,008	0,003	0,005	3.23	0,0015	0,0012	0,0061	0,0017	0,0044	0,0014
1	0,003	0,015	0,008	0,007	3.23	0,0021	0,0023	0,0118	0,0061	0,0057	0,0018
2	0,004	0,022	0,015	0,007	3.23	0,0022	0,0035	0,0179	0,0118	0,0061	0,0019
3	0,006	0,030	0,022	0,008	3.23	0,0086	0,0048	0,0242	0,0179	0,0062	0,0019
4	0,007	0,036	0,030	0,006	3.23	0,0018	0,0060	0,0302	0,0242	0,0060	0,0018
5	0,008	0,043	0,036	0,007	3.23	0,0022	0,0072	0,0359	0,0302	0,0056	0,0017
6	0,010	0,049	0,043	0,006	3.23	0,0019	0,0082	0,0410	0,0359	0,0051	0,0016
7	0,011	0,054	0,049	0,005	3.23	0,0015	0,0092	0,0458	0,0410	0,0048	0,0015
8	0,012	0,059	0,054	0,005	3.23	0,0015	0,0101	0,0506	0,0458	0,0047	0,0014
9	0,012	0,062	0,059	0,003	3.23	0,0009	0,011	0,0548	0,0506	0,0042	0,0013

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : (article 5.9) RPA99/2003

Les effets de second d'ordre (P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la conditions suivante est satisfaites à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associé au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant de chaque étage k

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

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: les effets p- Δ peuvent être pris en compte de manières approximatives en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable est doit être redimensionnée
- Si La condition $\theta_k \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second d'ordre peuvent être négligés.

Tableau IV.8. Vérification des effets (P-Δ)

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
E.sol	3.23	42434,14	0,003	1792,80	0,022	0,0017	1843,69	0,012
RDC	3.23	35928,61	0,005	1737,55	0,032	0,0044	1790,88	0,027
1	3.23	32439,05	0,007	1673,77	0,042	0,0057	1729,92	0,033
2	3.23	28960,15	0,007	1595,61	0,039	0,0061	1651,20	0,033
3	3.23	25290,10	0,008	1490,54	0,042	0,0062	1544,99	0,031
4	3.23	21655,67	0,006	1360,37	0,030	0,0060	1410,22	0,029
5	3.23	18021,18	0,007	1215,55	0,032	0,0056	1256,32	0,025
6	3.23	14424,51	0,006	1046,90	0,026	0,0051	1078,45	0,021
7	3.23	10837,29	0,005	848,66	0,020	0,0048	871,36	0,018
8	3.23	7273,28	0,005	627,91	0,018	0,0047	638,60	0,017
9	3.23	3709,27	0,003	359,49	0,010	0,0042	360,91	0,013

IV.5. Conclusion

La disposition des voiles que nous avons choisi vérifie la majeure partie des conditions édictées par RPA 99/2003.

Ceci a été fait après augmentation des sections des éléments porteurs à savoir les poteaux, les poutres.

Les nouvelles section sont les suivantes :

Niveaux	S.sol	E. Sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Poteaux (cm ²)	80*80			75*80		75*75		70*75		70*70		65*70
Voiles (cm)	15											
P.P (cm ²)	55*70											
P.S (cm ²)	55*60											

Chapitre V :
Etude des éléments
Principaux

V.1.Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V16**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2.Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS V16** qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (55 × 70).
- ✓ Poutres secondaires (55 × 60).

V.2.1.Recommandation du RPA99/Version 2003 :**V.2.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :**

- ✓ Le pourcentage total minimum 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.

V.2.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec : S_t = espacement entre les armatures transversales

b = largeur de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

Avec ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	Choix du ferrailage
Etage courant et service	P.P	55x70	Travée	239.54	493.29	19.25	9.19	20.36	4HA16 FIL +8HA14CHAP
			Appui	-377.59			14.75		4HA16 FIL +8HA14CHAP
	P.S	55x60	Travée	211.22	381.83	16.5	9.59	17.28	4HA16 FIL +6HA14CHAP
			Appui	-303.92			14.03		4HA16 FIL +6HA14CHAP
Terrasse	P.P	55x70	Travée	160.65	266.45	19.25	6.11	20.36	4HA16 FIL +8HA14CHAP
			Appui	-326.35			12.66		4HA16 FIL +8HA14CHAP
	P.S	55x60	Travée	129.16	151.58	16.5	5.78	17.28	4HA16 FIL +6HA14CHAP
			Appui	-211.64			9.61		4HA16 FIL +6HA14CHAP

V.2.3. Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

V.2.3.1. Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 55 \times 60 = 132\text{cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 55 \times 60 = 198\text{cm}^2$ Zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales :**

$$A_{\max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 55 \times 70 = 154 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 55 \times 70 = 231 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

V.2.3.2. Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections :✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 55 \times 60 = 16.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 55 \times 60 = 19.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

V.2.3.3. Les longueurs de recouvrement :

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

V.2.3.4. Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.4, 2, 5.5)$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.4, 1.71, 5.5)$$

Donc on opte pour $A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 +2 étriers de HA8 dans les sections nécessitant un étrier.

V.2.3.5. Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ **Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_1\right) = \min(17.5; 16.8) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

✓ **Poutres secondaires :**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = \min(15; 16.8)$ soit $s_t = 10$ cm

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30$ cm $\Rightarrow S_t = 15$ cm.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.4.Vérification à l'ELU :

V.2.4.1 Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	493.29	1.33	3.33	Vérifiée
Secondaire	381.83	1.21	3.33	Vérifiée

V.2.4.2.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l \geq \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Les résultats de la vérification des cas les plus défavorables, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	20.36	493.29	-377.59	14.18	-3.82	Vérifiée
Secondaire	17.28	381.83	-303.92	10.97	-6.5	Vérifiée

V.2.5. Vérification à l'ELS :

-Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A_s.y - 15.d.A_s = 0$$

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M _{ser} (KN. m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Principale	Travée	150.87	813525.03	22.28	4.13	15	Vérifiée
	Appui	-226.99	813525.03	22.28	6.21	15	Vérifiée
Secondaire	Travée	109.84	500028.47	18.94	4.16	15	Vérifiée
	Appui	-199.71	500028.47	18.94	7.56	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** la vérification de flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h _t (cm)	b(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	70	55	7.7	22.24	0.01 ≥ 0.06	0.01 ≥ 0.05	0.0055 < 0.01
Secondaire	60	55	6.45	19.16	0.093 ≥ 0.06	0.09 ≥ 0.03	0.0051 < 0.01

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés, dans les figures ci-dessous.

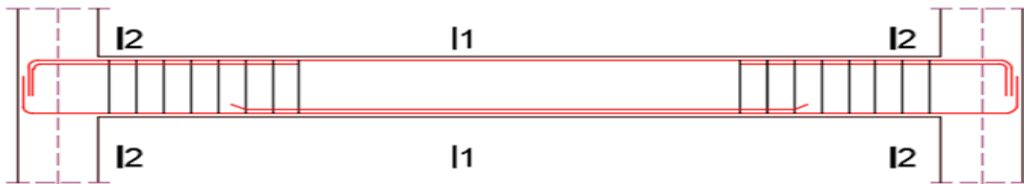
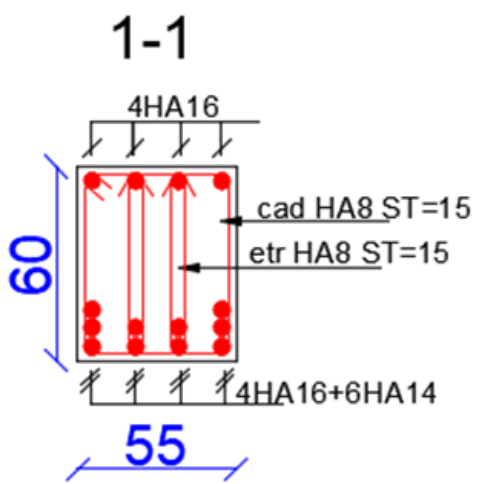
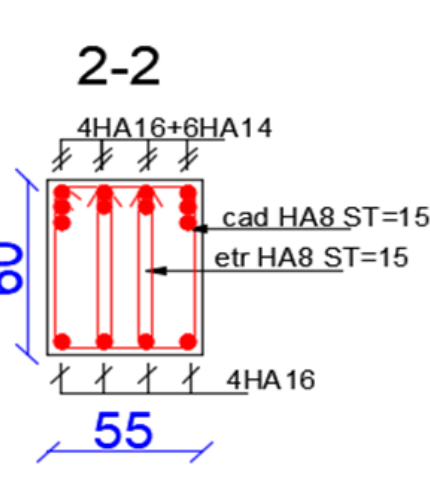
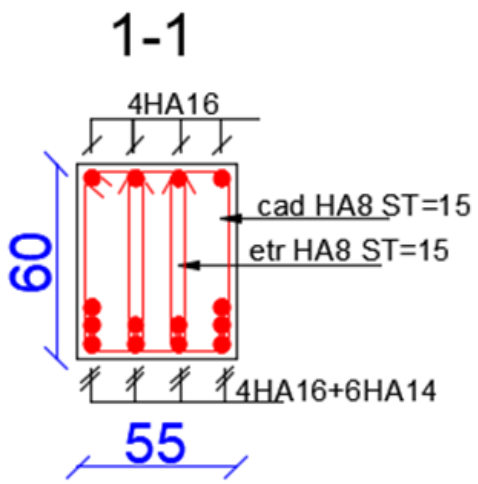
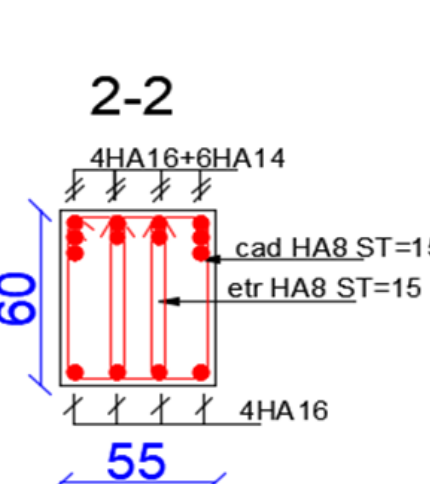


Tableau.V.6. Les schémas ferrailage des poutres principales.

<p>Etages courants</p>	<p>1-1</p>	<p>2-2</p>
<p>Terrasse</p>	<p>1-1</p>	<p>2-2</p>

Tableau.V.7. Les schémas de Ferrailage des poutres secondaire.

<p>Etages courants</p>	<p style="text-align: center;">1-1</p> 	<p style="text-align: center;">2-2</p> 
<p>Terrasse</p>	<p style="text-align: center;">1-1</p> 	<p style="text-align: center;">2-2</p> 

V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif).
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction).
- ✓ Un effort tranchant éventuel V .

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 \emptyset en zone I et II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteaux.

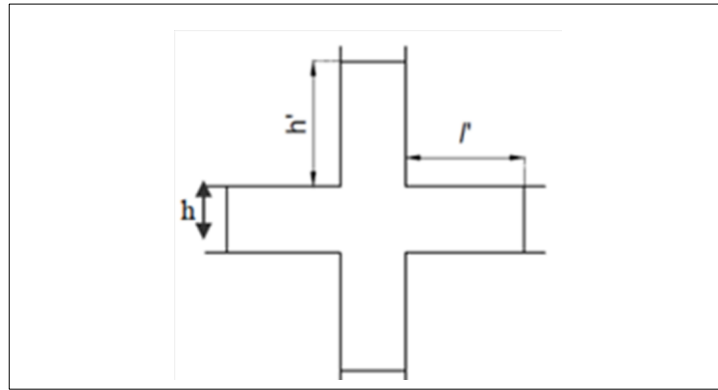


Figure V.1. Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

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

t : espacement entre les armatures transversales tel que :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum ;
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.1. Calcul du ferrailage :

- Ferrailage longitudinal :

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée.
- ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm).

- Sollicitations :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V. 8. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des Barres (cm ²)
S. sol, E. sol et RDC	80x80	N _{max} → M _{cor}	5748.14	31.07	184.03	ELU	S.P.C	-63.52	51.2	12HA20 +4HA25 =57.33
		N _{min} → M _{cor}	-57.59	8.46		ELA	S.E.T	33.6		
		M _{max} → N _{cor}	3093.706	296.08		ELA	S.P.C	-27.66		
Etages 1, 2	75 x 80	N _{max} → M _{cor}	4190.607	7.30	195.69	ELU	S.P.C	-52.98	48	16HA20 =50.27
		N _{min} → M _{cor}	379.0189	37.87		ELA	S.P.C	31.50		
		M _{max} → N _{cor}	1781.058	247.06		ELA	S.P.C	-14.51		

Etages 3,4	75x75	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	3148.60	42.11	185.84	ELU	S.P.C	-39.81	45	12HA20 +4HA16 =45.74
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	475.76	29.96		ELA	S.P.C	-5.81		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	1543.35	230.74		ELA	S.P.C	-11.12		
Etages 5,6	70x75	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	2184.54	51.423	143.45	ELU	S.P.C	-27.72	42	12HA20 +4HA16 =45.74
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	318.004	28.14		ELA	S.P.C	-3.55		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	939.28	215.40		ELU	S.P.C	-4.19		
Etages 7,8	70x70	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1277.30	53.24	147.14	ELU	S.P.C	15.73	39.2	12HA20 +4HA14 =43.86
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	33.94	2.29		ELA	S.P.C	-0.41		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	540.15	205.92		ELU	S.P.C	2.52		
Etages 9	65x70	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	466.31	34.3677	182.266	ELU	S.P.C	-5.28	36.4	12HA20 =37.70
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	17.76	9.9757		ELA	S.P.C	0.16		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	220.53	239.60		ELU	S.P.C	7.59		

- Vérification du ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V.9. Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	S.sol Esol RDC	Etages 1-2	Etages 3-4	Etages 5-6	Etages 7-8	Etage 9
Section (cm ²)	80x80	75x80	75x75	70x75	70x70	65x70
ϕ_l^{\min} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.4	2
l_f (cm)	2.261	2.261	2.261	2.261	2.261	2.261
λ_g	2.83	2.83	3.01	3.01	3.23	3.23
$t_{z \text{ nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z \text{ cou}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
p	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2.16	2.29	2.32	1.79	1.97	2.44

$A_t^{min}(cm^2)$	6.40	6	5.97	5.57	5.20	4.83
$A_t^{adop}(cm^2)$	2HA12+ 6HA10 =6.97	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28	8HA10 =6.28

V.3.2.Vérifications nécessaires :

- 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.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$Br = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	b (m)	h (m)	I _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)	Observation
S.sol ,Esol ,Rdc	80	80	226.1	9.78	0.84	57.33	0.61	11099.20	6610.36	Vérifiée
1-2	75	80	226.1	10.43	0.84	50.27	0.57	10267.38	4819.19	Vérifiée
3-4	75	75	226.1	10.43	0.84	45.74	0.53	9571.21	2512.22	Vérifiée
5-6	70	75	226.1	11.18	0.83	45.74	0.49	8983.50	2512.22	Vérifiée
7-8	70	70	226.1	11.18	0.83	43.86	0.46	8404.51	1468.90	Vérifiée
9	65	70	226.1	12.04	0.83	37.70	0.43	7676.94	826.54	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

- Vérification des contraintes de compressions :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimée la vérification des contraintes sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

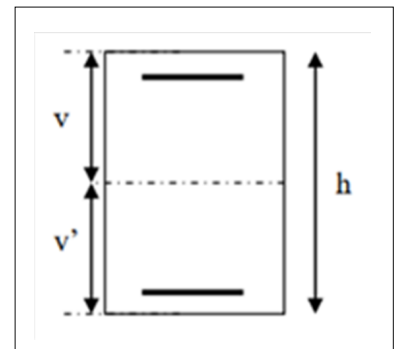


Figure V.2. Section d'un poteau.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	S.sol Esol RDC	Etages 1- 2	Etages 3-4	Etages 5-6	Etages 7-8	Etage 9
Sections (cm ²)	80×80	75×80	75×75	70×75	70×70	65×70
d (cm)	77	77	72	72	67	67
A (cm ²)	22.38	15.75	14.58	14.58	14.11	12.57
N _{ser} (KN)	4185.52	3060.06	2299.96	1596.46	934.34	300.25
M _{ser} (KN.m)	20.69	5.37	30.52	37.33	38.68	36.02
V (m)	0.4	0.4	0.375	0.375	0.35	0.35
V' (m)	0.4	0.4	0.375	0.375	0.35	0.35
M _G ^{ser} (KN.m)	20.69	5.37	30.52	37.33	38.68	36.02
I _{yy'} (m ⁴)	0.0433	0.0385	0.03157	0.02982	0.024343	0.0224
σ _{bc1} (MPa)	6.19	4.89	3.93	2.91	1.82	0.63
σ _{bc2} (MPa)	6	4.84	3.56	2.44	1.27	/
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Vérification des contraintes de cisaillements :

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
S.sol ,Esol ,Rdc	80× 80	2.83	0.04	77	184.03	0.30	1.00	Vérifiée
1-2	75× 80	2.83	0.04	77	195.69	0.34	1.00	Vérifiée
3-4	75× 75	3.01	0.04	72	185.84	0.34	1.00	Vérifiée
5-6	70× 75	3.01	0.04	72	143.45	0.28	1.00	Vérifiée
7-8	70× 70	3.23	0.04	67	147.14	0.31	1.00	Vérifiée
9	65× 70	3.23	0.04	67	182.26	0.42	1.00	Vérifiée

V.3.3. Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se produisent dans les poutres et non pas dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

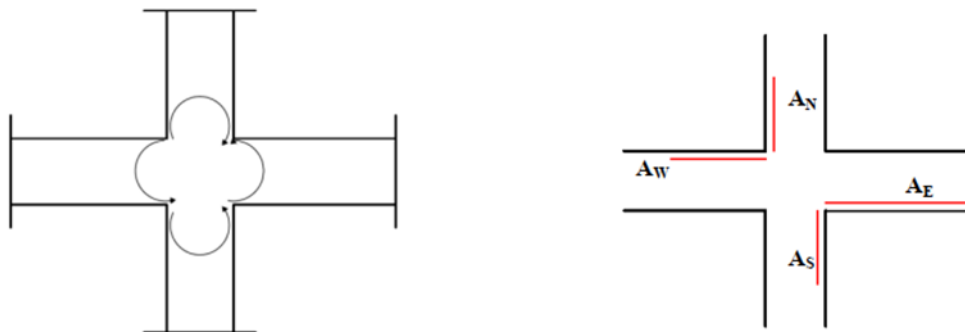


Figure V.3. Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

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.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec: $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1$.

Tableau V.13. Moment résistant des poteaux.

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
S.sol	0.8	0.72	22.38	400	644.54
E.sol	0.8	0.72	22.38	400	644.54
RDC	0.8	0.72	22.38	400	644.54
1	0.8	0.72	15.75	400	453.60
2	0.8	0.72	15.75	400	453.60
3	0.75	0.675	14.58	400	393.66
4	0.75	0.675	14.58	400	393.66
5	0.75	0.675	14.58	400	393.66
6	0.75	0.675	14.58	400	393.66
7	0.7	0.63	14.11	400	355.57

Tableau V.14. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A _s (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P	0.70	0.63	20.36	400	513.07
	P.S	0.60	0.54	17.28	400	373.25

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
S.sol	1289.09	644.54	1933.63	513.07	513.07	1282.68	vérifiée
Esol	1289.09	644.54	1933.63	513.07	513.07	1282.68	vérifiée
RDC	1289.09	644.54	1933.63	513.07	513.07	1282.68	vérifiée
1	907.20	453.60	1360.80	513.07	513.07	1282.68	vérifiée
2	907.20	453.60	1360.80	513.07	513.07	1282.68	vérifiée
3	787.32	393.66	1180.98	513.07	513.07	1282.68	non
4	787.32	393.66	1180.98	513.07	513.07	1282.68	non
5	787.32	393.66	1180.98	513.07	513.07	1282.68	non
6	787.32	393.66	1180.98	513.07	513.07	1282.68	non
7	711.14	355.57	1066.72	513.07	513.07	1282.68	non

Tableau V.16. Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveau	Poutres secondaires						Obs
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
S.sol	1289.09	644.54	1933.63	373.25	373.25	933.12	verifiée
Esol	1289.09	644.54	1933.63	373.25	373.25	933.12	verifiée
RDC	1289.09	644.54	1933.63	373.25	373.25	933.12	verifiée
1	907.20	453.60	1360.80	373.25	373.25	933.12	verifiée
2	907.20	453.60	1360.80	373.25	373.25	933.12	verifiée
3	787.32	393.66	1180.98	373.25	373.25	933.12	verifiée
4	787.32	393.66	1180.98	373.25	373.25	933.12	verifiée
5	787.32	393.66	1180.98	373.25	373.25	933.12	verifiée
6	787.32	393.66	1180.98	373.25	373.25	933.12	verifiée
7	711.14	355.57	1066.72	373.25	373.25	933.12	verifiée

Remarque :

On remarque que la condition du RPA n'est pas vérifiée pour l'étages 3, 4, 5, 6,7, et donc il y'a risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte. Il y a lieu donc d'augmenter la section du ferrailage des poteaux, les nouvelles sections de ferrailage sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Moment résistant des poteaux.

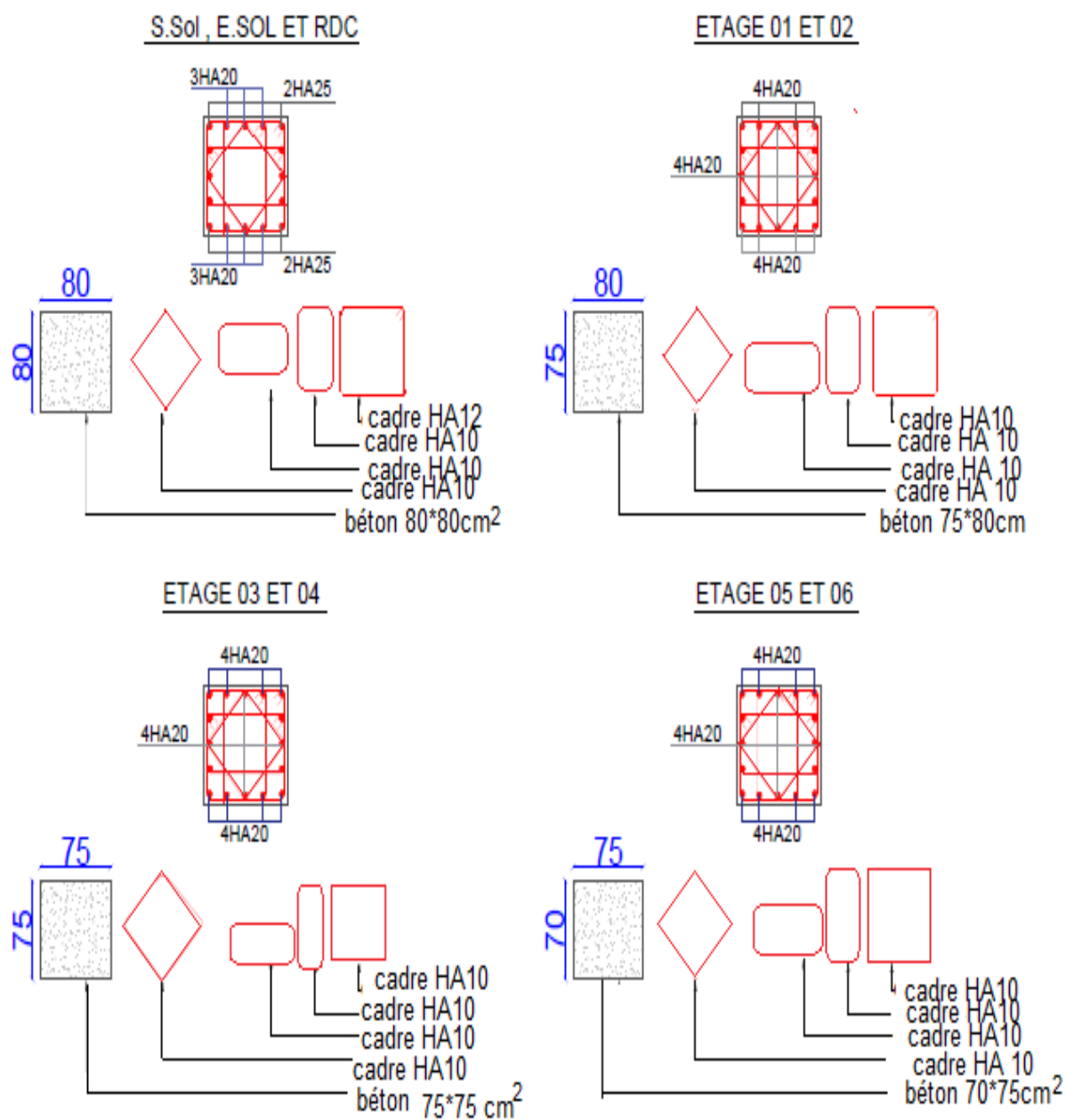
Niveau	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	Nbre barres par faces	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
3	0.75	0.675	15.75	5HA20	400	425.25
4	0.75	0.675	15.75	5HA20	400	425.25
5	0.75	0.675	15.75	5HA20	400	425.25
6	0.75	0.675	15.75	5HA20	400	425.25
7	0.7	0.63	15.75	5HA20	400	396.90

Détail d'un cours d'armature transversale dans la zone nodale
2 U superposés

**Figure V.4.** Armature transversale dans la zone nodale.

❖ Schéma de Ferrailages des poteaux :

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés, dans les figures ci-dessous.



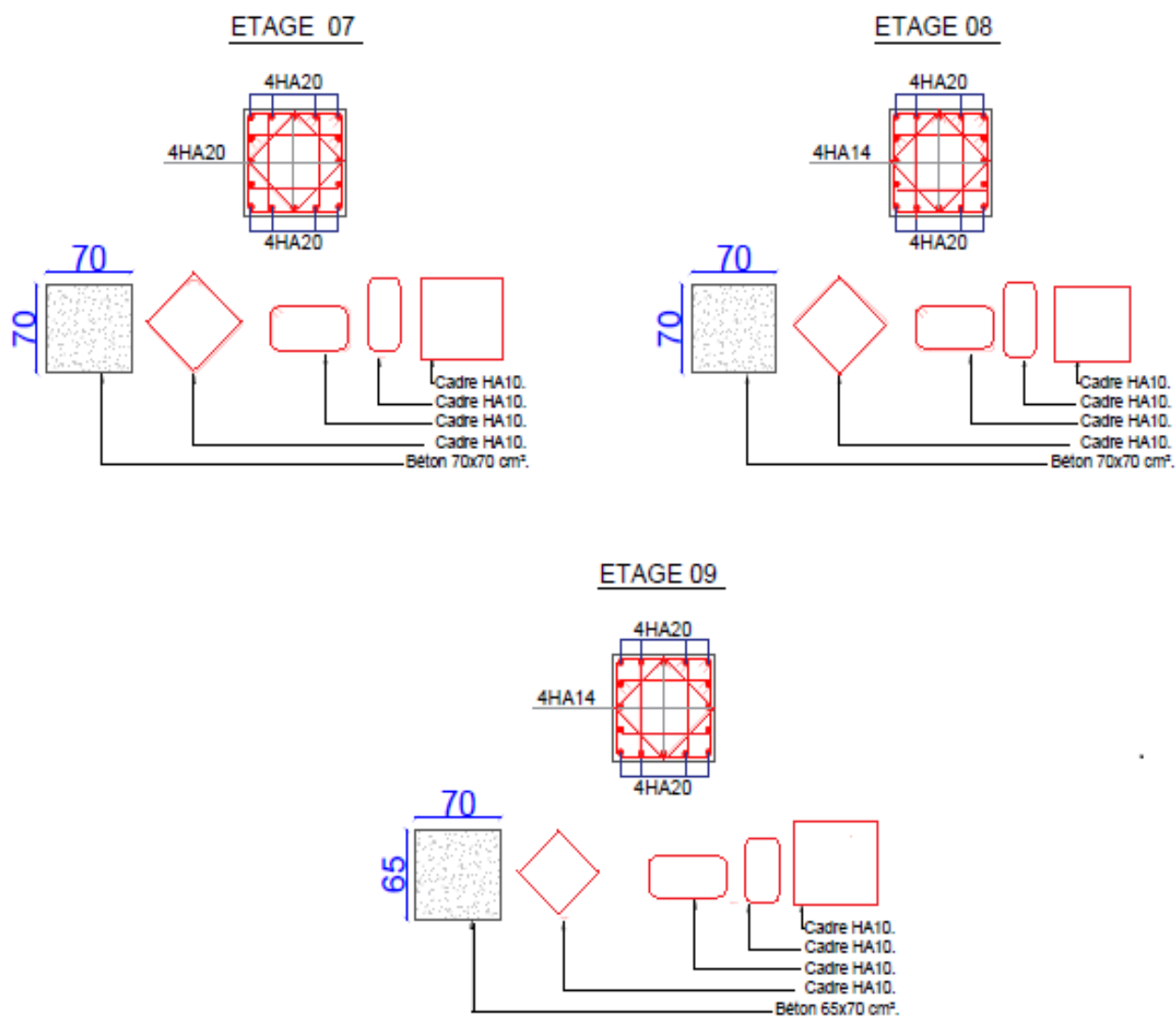


Figure V.5. Ferrailage des poteaux.

V.4. Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l**, **a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

V.4.1. Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.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 en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, 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 vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$①
- $G + Q \pm E$②
- $0,8G \pm E$③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

- Recommandation du RPA99 version 2003 :**- Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

- Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2.Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Sollicitations dans le voile du Vy02 .

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.sol	2718.15	176.7234	710.6102	2230.37	1003.15	111.7083	574.85

Ferrillages :

Le calcul de ferrillage se fera sous M_{\max} et N_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferrillage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$M_{\max} = 710.61 \text{ KN} ; N_{\text{cor}} = 2230.37 \text{ KN.m.}$$

$$l = 3.35 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 3.3 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 710.61 + 2230.37 \times \left(3.3 - \frac{3.35}{2} \right)$$

$$= 4.33 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.33}{0.15 \times (3.3)^2 \times 18.48} = 0.14$$

$$\mu_{bu} = 0,14 < \mu_l = 0,38 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.194$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.04 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{4.33}{3.04 \times 400} = 3.56 \times 10^{-5} \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.56 \times 10^{-5} - \frac{2230.37 \times 10^{-3}}{400} = -5.54 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée)

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow \text{SEC;} \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SET;} \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SPC.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{2230.37 \times 10^{-3}}{3.35 \times 0.15} + \frac{710.61 \times 10^{-3}}{0.46} \times 1.675 = 7.01 \text{MPa} \\ \sigma_2 = \frac{2230.37 \times 10^{-3} \times 10^{-3}}{3.35 \times 0.15} - \frac{710.61 \times 10^{-3}}{0.46} \times 1.675 = 1.91 \text{MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrillé symétriquement.

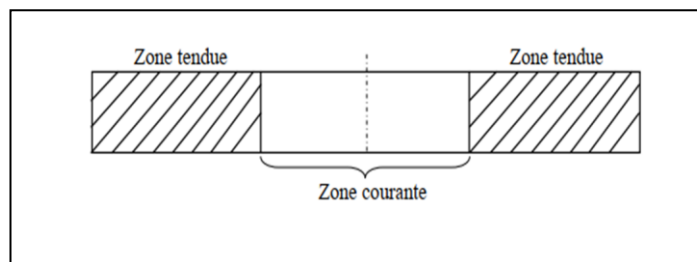


Figure V.6. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$l_c = 3.35 \text{m}$$

- Armatures minimales dans tout le voile :

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 335) = 7.54 \text{cm}^2$

- Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales :**Rôle des armatures horizontales :**

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 574.85 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.3} = 1.63 \text{ MPa}$$

- Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau V.19. Ferrailage du voile VY2.

Section	Voile VY2				
	S.Sol ,E.SOL ,RDC	1-2	3-4	5-6	7-8-9
l(m)	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M(KN)	710.61	671.94	324.36	149.71	165.90
N(KN.m)	2230.37	2180.61	1777.70	975.73	580.30
d (m)	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
V(KN)	574.85	592.00	414.80	272.00	214.50
τ (MPa)	1.63	1.67	1.17	0.77	0.61
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0
A^{min} (cm ²)	7.54	7.54	7.54	7.54	7.54
I(m ⁴)	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
v(m)	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
σ_1 (MPa)	6.97	6.73	4.69	2.48	1.75
σ_2 (MPa)	1.91	1.94	2.38	1.41	0.56
l_t (m)	0	0	0	0	0
l_c (m)	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35
A_{tendu}^{min} (cm ²)	/	/	/	/	/
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	5.02	5.02	5.02	5.02	5.02
S_t (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10+10H 08	6HA10+10H 08	6HA10+10H08	6HA10+10H 08	6HA10+10H 08
S_t (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

A_h^{cal} (cm ²)	1.35	1.40	0.98	0.64	0.51
A_h^{min} (cm ²)	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Exemple de Schéma de ferrailage des voiles :

Les schémas de ferrailage des voiles VY2, dans les figures ci-dessous.

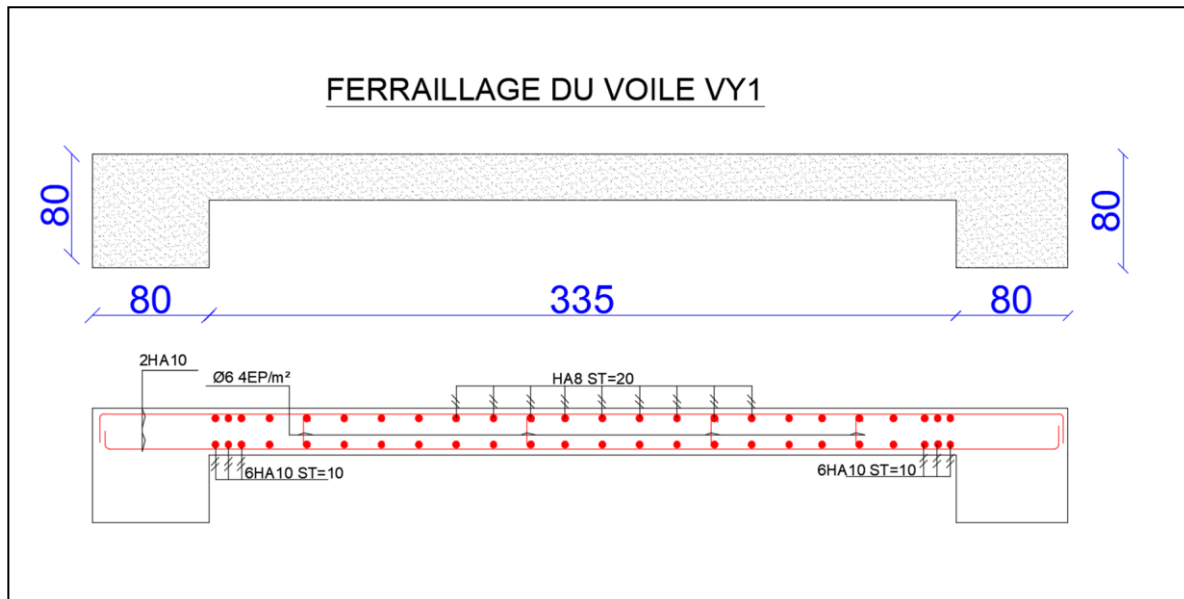


Figure V.7. Schéma de ferrailage.

V.5.Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI :
Etude des fondations

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 :

- Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** et le **DTR BC2.33.1**.les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \text{ RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases} \text{ DTR BC2.33.}$$

VI.4.1 Vérification de la semelle isolée :

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N^{\text{Ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N^{Ser} : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V2016**.

$$N^{\text{Ser}} = 3485.69\text{KN} \quad \text{A L'ELS}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.8 \text{ bar}$

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 :

$$A \geq \sqrt{\frac{N^{\text{Ser}} \times a}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times b}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{3485.6939 \times 0.8}{2.80 \times 0.8}} \Rightarrow A \geq 3.52 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3.35m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2. 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 2016**, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

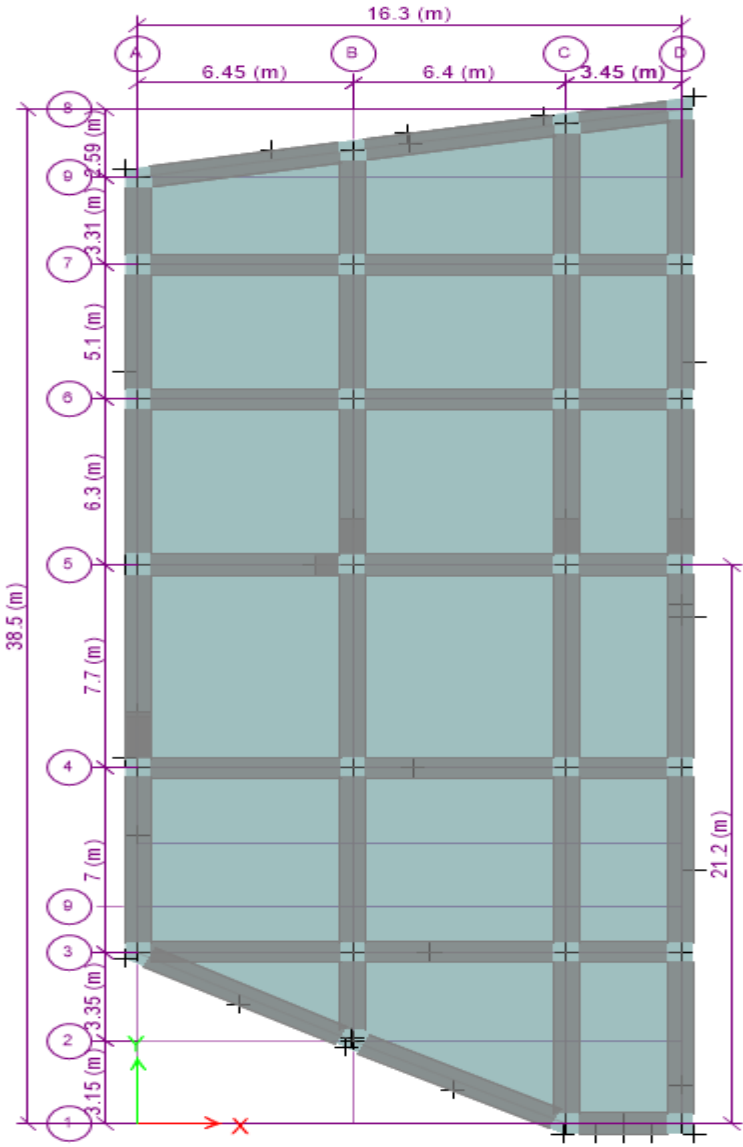


Figure VI. 1. Les différentes files des semelles filantes.

Remarque : les semelles filantes sont disposer parallèle à Y-Y

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	3	4	5	6	7
La somme des efforts	8216.43	10050.42	8962.79	2139.63	1210.20
	KN	KN	KN	KN	KN

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 3 est la plus sollicitée.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 10050.42 \text{KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $N^{\text{Ser}}=10050.42\text{KN}$; $\sigma_{\text{sol}} = 2.8\text{Bars}$

$L = \sum l_i + 2 \times l_{\text{Débordement}}$ Avec $l_{\text{Débordement}}=0.8 \text{ m}$

$L=18.7\text{m}$

On a:

$$S \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{10050.42}{2.8 \times 18.7} \Rightarrow B \geq 1.92\text{m}$$

On opte pour: $B=2 \text{ m}$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.35m, on remarque qu'il n'y aura pas de chevauchement entre les semelles filantes.

- Calcul de la surface de la semelle filante :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{10050.42}{280} = 35.89\text{m}^2$$

- Calcul de la hauteur total de la semelle filante :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : Enrobage des armatures $d'=5\text{cm}$

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{4}$

$d=35\text{cm}$ donc $h_t= 40 \text{ cm}$

- Vérification en tenant compte de la semelle filante :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_T = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

Avec :

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 10050.42 \text{ KN}$$

$$N_{\text{infr}} = N_{\text{A.P}} + N_{\text{S.f}}$$

$$N_{\text{Avant poteau}} = \gamma b \times S_{\text{A.P}} \times h \times n$$

$$N_{\text{Semelle filante}} = \gamma b \times S_{\text{S.f}} \times h_t$$

Avec :

$S_{\text{A.P}}$: Surface de l'avant poteaux (80 × 80).

h : Hauteur de l'avant poteaux $h=1\text{m}$.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante $n=4$.

h_t : Hauteur de la semelle filante $h_t=0.4$

A.N :

$$N_{\text{A.P}} = 25 \times 0.8^2 \times 1 \times 4 = 64 \text{ KN}$$

$$N_{\text{S.f}} = 25 \times 35.89 \times 0.4 = 358.9 \text{ KN}$$

$$N_T = 10476.32 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de la contrainte :**

$$\frac{N^{\text{Ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{10476.32 \times 10^{-3}}{35.89} = 0.291 \text{ MPa} > 0.28 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre structure.

Donc on opte pour un radier général appuyée sur les nervures.

VI.4.3. 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) et Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

VI.4.3.1. Pré dimensionnement :**- 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 ($L_{\max} = 7.7$ m).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{770}{20} = 38.5 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{770}{10} = 7.7 \text{ cm} \end{cases}$$

- Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

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).

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 :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (7.7)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 1.29 \text{ m} = 130 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_t = 130 \text{ cm} \quad \text{Donc : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (1.3)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.92 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 7.7 < \frac{\pi}{2} \times 4.92 = 7.73 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 130 \text{ cm}$.

- Calcul de la surface du radier :

Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire au radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux et voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

On a : $N = 76431.9742 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{76431.97}{280} = 352.39 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 606.2 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 130 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 606.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.4.3.2. Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.28 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 57898.1 \text{ m}^4 \quad \text{et } X_G = 8.54 \text{ m} \\ I_y = 12334.8 \text{ m}^4 \quad \text{et } Y_G = 19.83 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les efforts transmis au sol sont déterminés par la méthode suivante :

Présentation de la méthode :

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_x = 50614.78 \text{KN.m} ; M_y = 401654.23 \text{KN.m}$$

- Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Exemple de calcul :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.143 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0.108 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.143 + 0.108}{4} = 0.134 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.28 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.404 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.152 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.404 + 0.152}{4} = 0.341 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.28 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

il faudrait donc augmenter la section du radier. Alors un débord est nécessaire.

Le débord « D », doit vérifier la condition suivante

$$D \geq \max \left(\frac{h_r}{2} ; 30 \text{cm} \right)$$

$$D \geq \max \left(\frac{40}{2} ; 30 \text{cm} \right), \text{ on opte pour } D=100 \text{cm.}$$

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_D = 713,2 \text{m}^2$

Les nouvelles caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suit :

$$\begin{cases} I_x = 85462,7 \text{m}^4 \text{ et } X_G = 8,65 \text{ m} \\ I_y = 21161,2 \text{m}^4 \text{ et } Y_G = 19,87 \text{ m} \end{cases}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.271 \text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0.057 \text{MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,217 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.280 \text{MPa}$$

On constate que les contraintes moyennes sous le radier dans les deux sens, sont vérifiées après augmentation de la surface du radier, avec un débord : $D = 100 \text{cm}$. (Après plusieurs itérations qui ne satisfaisaient pas la vérification des contraintes, on opte pour $D = 100 \text{cm}$).

VI.4.3.3 Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = \min(2.5 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ml}$ et de hauteur utile d .

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{105681,6181 \times 7,7}{2 \times 713,2} = 570,49 \text{KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.57049}{1 \times 2.5} = 0.228 \text{m}$$

On prend : $d = 35 \text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 1.63 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

VI.4.3.4. 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 normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité. $N_d = 5748,14 \text{KN}$

h_t : hauteur total de radier. $h_t = 1,3 \text{m}$

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (80×80) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 2,1\text{m} \\ B = b + h_t = 2,1\text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 8,82\text{m}$$

$$N_d = 5.74\text{MN} < 0.045 \times 8,82 \times 1,3 \times \frac{25}{1.5} = 8,59\text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.4.3.5. Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 4,5\text{m}$).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 713,2\text{ m}^2$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{ KN/m}^3$).

$$N = 76431.97\text{ KN} > 1.5 \times 4,5 \times 713,2 \times 10 = 48141\text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

VI.4.3.6. 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

$$e = \frac{50,61478}{76,43197} = 0,662 < \frac{16,3}{4} = 4,07\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{401,65423}{76,43197} = 5,25 < \frac{38,5}{4} = 9,625\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

VI.4.3.7. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

(A PARTIR DU LOGICIEL ETABS).

On a :

Donc :

$$Q_u = \frac{105681,618}{713,2} = 148.17 \text{ KN/m}^2$$

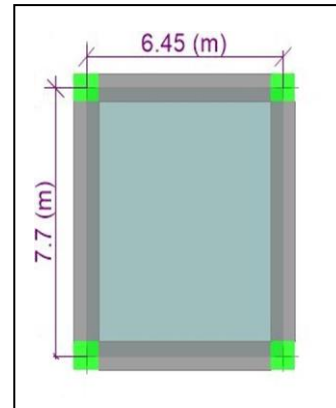


Figure VI. 2. Le panneau le plus sollicité.

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 6,45 - 0,8 = 5,65 \text{ m} \\ l_y = 7,7 - 0,8 = 6,9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,65}{6,9}$$

$P=0.82 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 254.96 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 160.95 \text{ N.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 216.7 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 136.8 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -127.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Tableau du ferrillage de radier.

Localisation		M_U (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	X-X	216.70	19.07	3.49	21.99	7HA20	14
	Y-Y	136.80	11.71	3.2	15.71	5HA20	20
Appui		-127.47	10.89	3.49	12.57	4HA20	25

- Vérifications à l'ELS :

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_s = 76431,97 \text{ KN}$$

$$\text{Donc ; } Q_s = \frac{76431,97}{713,2} = 107,167 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a: } \rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 207.65 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 153.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 176.50 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 130.28 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -103.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,4) m²

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	176.50	12.25	231993.51	9.32 < 15	Vér	259.61 > 201.63	N.vér
	Y-Y	130.28	10.70	179983.73	7.74 < 15	Vér	263.81 > 201.63	N.Vér
Appui		103.82	6.53	70072	9.68 < 15	Vér	192.03 < 201.63	Vér

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Tableau VI.4 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	X-X	176.50	27.32	6HA25=29.45	17
	Y-Y	130.28	19.96	7HA20=21.99	14

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

Tableau VI.5 Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.

Localisation		M_s (KN.m)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	176.50	196.96 < 201.63	Vér
	Y-Y	130.28	191.63 < 201.63	Vér

• **Vérification des espacements :**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_r; 25\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

❖ **Schéma de ferrailage du radier :**

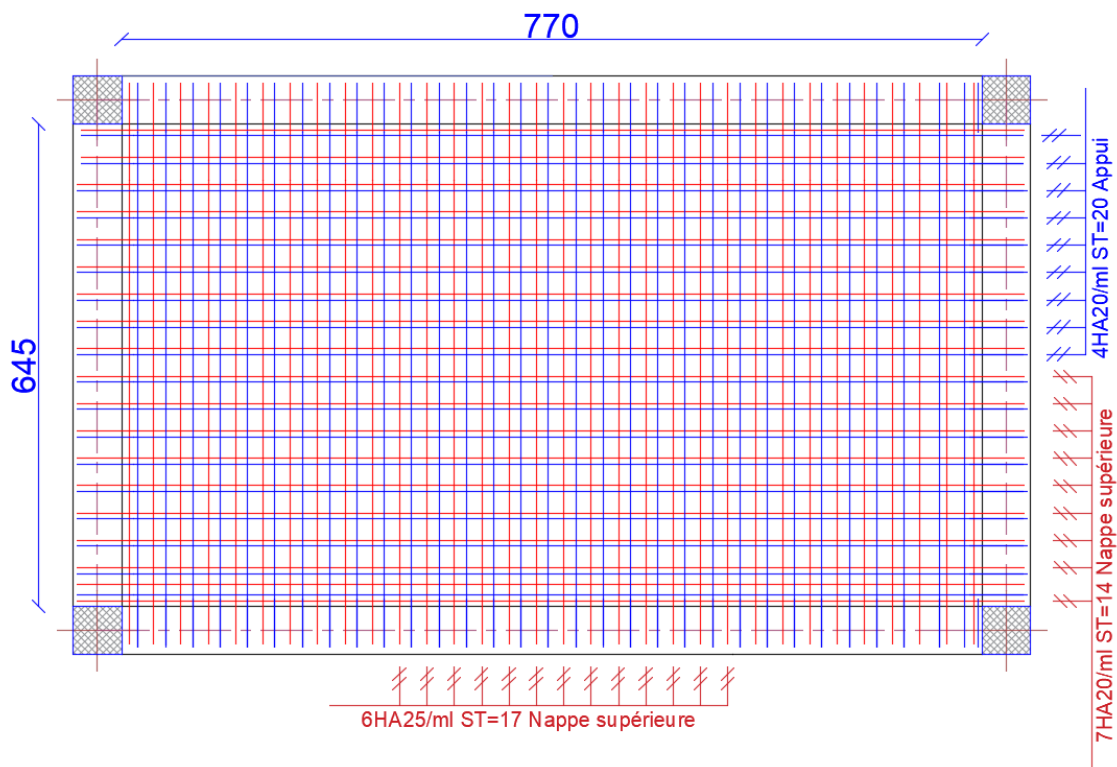


Figure VI. 3. Ferrailage du radier.

Débord :

Nous convenons de ferrailer le débord par le prolongement des armatures destinées aux appuis rive du radier.

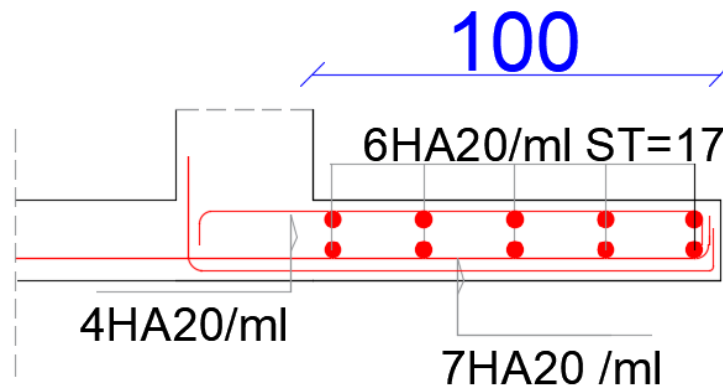


Figure VI. 4. Ferrailage du débord.

VI.4.5. Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

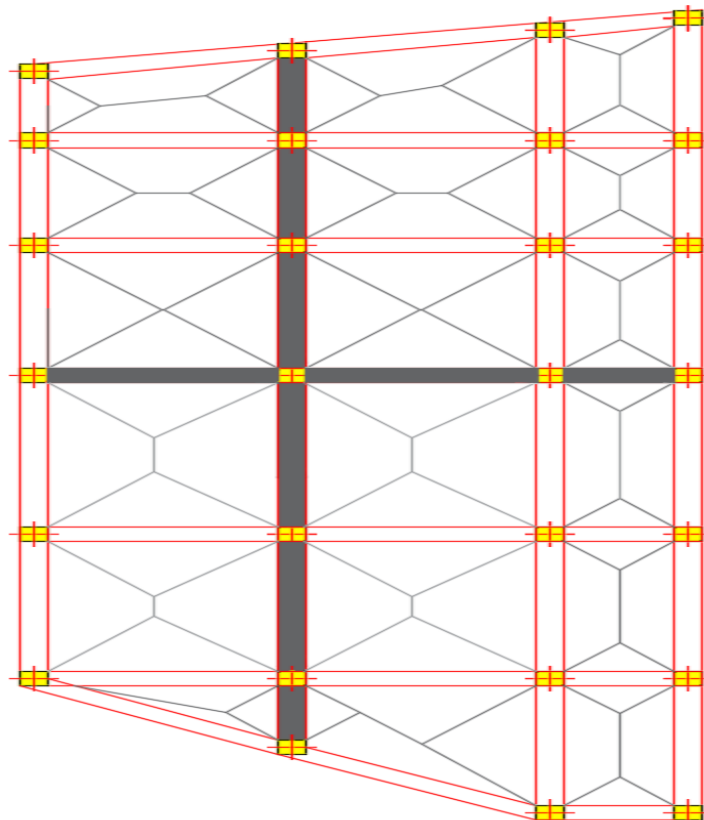


Figure VI. 5. Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.4.5.1.Méthode de calcul :

✓ Charges triangulaires :

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

VI.4.5.2.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 :

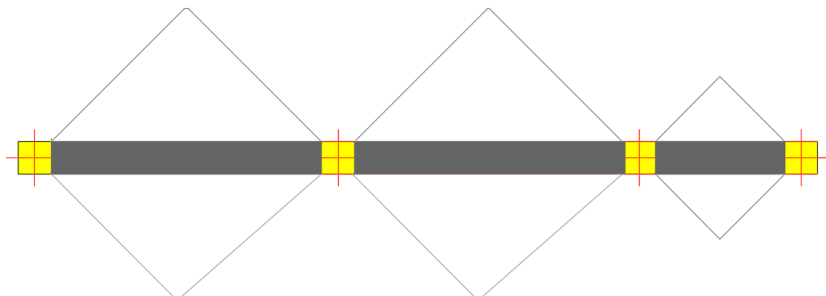


Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y :

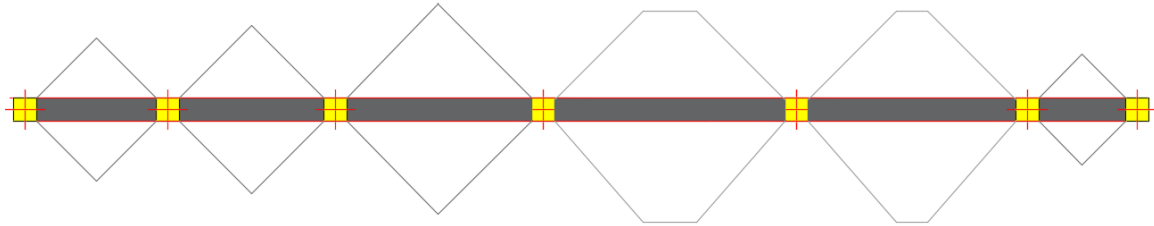


Figure VI.7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- Calcul de chargement :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 105681,61 - 1.35 \times 6914.59 = 96346.91\text{KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 76431,97 - 6914.59 = 69517.38\text{KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{96346.91}{713.2} = 135.09\text{KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{69517.38}{713.2} = 97.47\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3
q_m^u (KN/m)	508.84	504.34	238.66
q_m^s (KN/m)	367.14	363.89	172.20
q_v (KN/m)	381.63	378.25	178.99

Sens Y-Y :

Tableau VI.7. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
q_m^u (KN/m)	317.91	387.26	495.33	591.62	552.41	229.65
q_m^s (KN/m)	229.38	279.41	357.39	426.87	398.57	165.70
q_v (KN/m)	238.43	290.44	371.50	520.69	484.11	172.24

Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{\text{ner}}^U = 1.35 \times b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.8 \times 0.8 \times 25 = 21.6 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{ser}}^S = b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 0.8 \times 0.8 \times 25 = 16 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :✓ **A l'ELU :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.8. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	6.45	525.29	-2144.019	-2144.019	2.592	1764.837
B-C	6.4	520.79	-2144.019	-1103.37	3.512	1068.134
C-D	3.45	255.11	-1103.37	0	2.979	283.4

✓ **L'ELS :****Tableau VI.9.** Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	6.45	383.14	0	-1563.865	2.592	1287.232
B-C	6.4	379.89	-1563.865	-806.042	3.512	778.537
C-D	3.45	188.2	-806.042	0	2.966	220.05

Sens Y-Y :✓ **A l'ELU****Tableau VI.10.** Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	3.35	333.91	0	-1095.923	0.695	80.706
B-C	7	403.26	-1095.923	-1904.159	3.214	986.456
C-D	7.7	511.33	-1904.159	-2072.592	3.807	1801.687
E-F	6.3	607.62	-2072.592	-1501.482	3.299	1234.28
F-G	5.1	568.41	-1501.482	-819.017	2.785	703.545
G-H	4.33	245.65	-819.017	0	2.935	239.022

✓ A PELS :

Tableau VI.11. Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _t (KN.m)
A-B	3.35	245.38	0	-803.206	0.698	59.756
B-C	7	295.41	-803.206	-1392.124	3.215	723.701
C-D	7.7	373.39	-1392.124	-1512.353	3.808	1315.375
E-F	6.3	442.87	-1512.353	-1094.614	3.3	898.669
F-G	5.1	414.57	-1094.614	-600.229	2.784	511.783
G-H	4.33	181.7	-600.229	0	2.928	178.598

- Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ **Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 1.3\text{m} ; h_0 = 0.4\text{m} \\ b_0 = 0.8\text{m} ; d = 0.8\text{m} \end{cases}$$

✓ **Sens X-X :**

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4. 1. 3)}$$

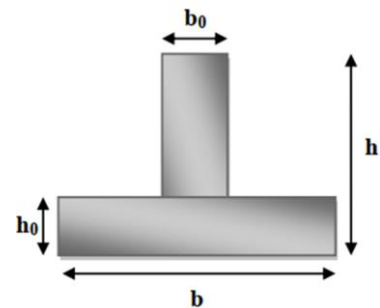


Figure VI.8. Schéma des nervures.

$$\frac{b - 0.8}{2} \leq \min\left(\frac{6.45}{2}; \frac{3.35}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.8}{2} \leq \min(3.225; 0.335)$$

Donc : b ≤ 1.47m soit b=1.47m

✓ **Sens Y-Y :**

$$\frac{b - 0.75}{2} \leq \min\left(\frac{7.7}{2}; \frac{3.45}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.8}{2} \leq \min(3.85; 0.35)$$

Donc : b ≤ 1.49m soit b=1.49m

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.12. Calcul des ferrillages.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	1764.83	41.75	22.18	43.98	14HA20
	Appui	-2144.01	51.05	22.18	56.55	18HA20
Y-Y	Travée	1801.68	42.63	22.48	43.98	14HA20
	Appui	-2072.592	49.26	22.48	56.55	18HA20

- Vérification nécessaire :

- Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F.N}$

$\left\{ \text{Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{1835.53 \times 10^{-3}}{1 \times 1.25} = 1.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \right.$

- Vérification de la jonction de table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1835.53 \times \left(\frac{1-0.8}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.35 \times 0.4 \times 1} = 0.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.13. Vérification 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
X-X	Travée	1287.2	29.31	7274389.71	5.18 < 15	Vér	253.99 > 201.63	N.vér
	Appui	-1563.8	32.65	8939795.26	5.71 < 15	Vér	242.32 > 201.63	N.vér
Y-Y	Travée	1315.375	29.14	7291023.72	5.25 < 15	Vér	259.4 > 201.63	N.vér
	Appui	-1512.353	32.46	8962793.51	5.47 < 15	Vér	234.21 > 201.63	N.vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau VI.14. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres
XX	Travée	1287.2	2.78	0.26	59.74	77.71	6HA32+6HA25
	Appui	-1563.8	3.38	0.28	73.21	77.71	6HA32+6HA25
YY	Travée	1315.375	2.8	0.26	61.07	77.71	6HA32+6HA25
	Appui	-1512.353	3.22	0.28	70.63	77.71	6HA32+6HA25

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max}\right] \leq 25 \text{ mm, alors, } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 97.13 \text{ m} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 64.41 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de peau :

La hauteur des nervures est $h = 130 \text{ cm}$, dans ce cas le **CBA (Article A.7.3)[2]** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/ml$ de hauteur.

Pour $h = 130 \text{ cm}$.

On a : $A_p = 3 \times 1.3 = 3.90 \text{ cm}^2$. On opte $3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

VI.4.5.3.Schémas de ferrailage :

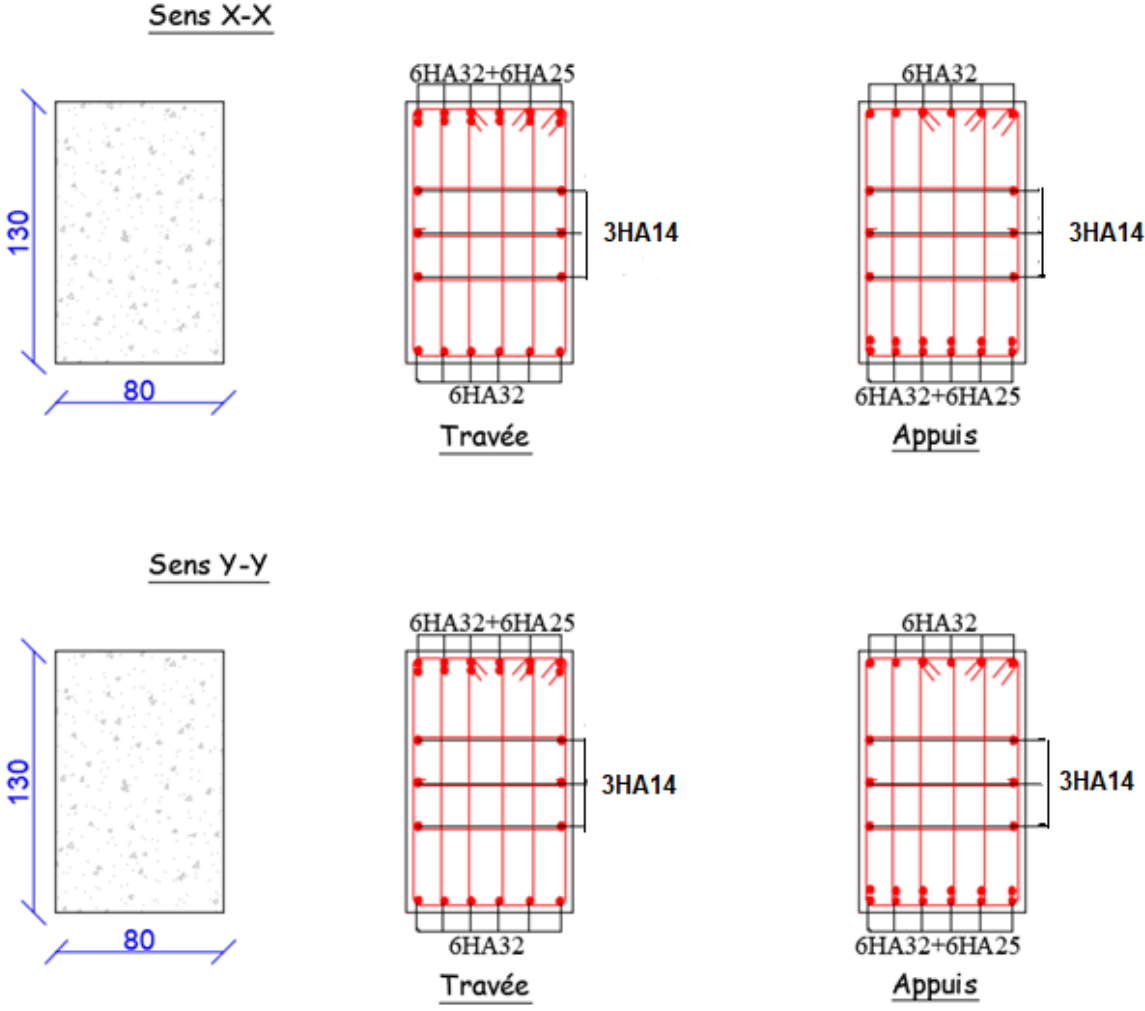


Figure VI.9. Ferrailage des nervures.

VI.5. Etude de voile périphérique :**VI.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 doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.23 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 7.7 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.5.2.1. Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 18.6 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 21.97^\circ \end{array} \right.$$

VI.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.23 \times 18.6 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{21.97}{2} \right) \Rightarrow G = 27.36 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle :**

$$\text{On a : } q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{21.97}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Un dispositif de drainage efficace des eaux pluviales et des eaux de surfaces sera effectué donc il n'est pas nécessaire de calculer les poussées hydrostatiques.

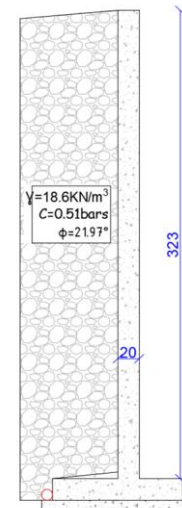


Figure VI.10. Voile périphérique.

VI.5.3. Ferrailage du voile périphérique :**- 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 :

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 6.82 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 43.74 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 34.502 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 34.502 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

$$\text{sont } \begin{cases} l_x = 3.23 \text{ m} \\ l_y = 7.7 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et } \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.23}{7.7} = 0.41 > 0,4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

- Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 39.16 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 9.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 33.28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 8.32 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -19.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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.15. Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travées	X-X	33.28	5.87	1.91	6HA12 =6.79
	Y-Y	8.32	1.42	1.6	5HA12 =5.65
Appui		-19.58	3.34	1.91	5HA12 =5.65

- Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.6.2 Vérifications :

On a : $\begin{cases} \rho = 0.61 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.91 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 68.86 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 15.82 \text{ KN} \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{68.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **A PELS :**

- Calcul des moments :

On a : $\rho = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.111 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases}$

Soit : $\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 31.88 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 4.55 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 25.05 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 25.05 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 24.43 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 7.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 20.76 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 6.06 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -12.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau VI.16. 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	24.76	4.58	16275.60	7.07 < 15	Vér	234.46 > 201.63	N.vér
	y-y	7.14	4.58	16275.60	3.27 < 15	vér	132.89 < 201.63	vér
Appui		-12.21	3.88	10330.80	2.99 < 15	vér	167.32 < 201.63	vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI.17. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t
Travée	x-x	24.76	2.8	0.28	8.3	9.24	6HA14	17

VI.5.4. Schéma de Ferrailage du voile périphérique :

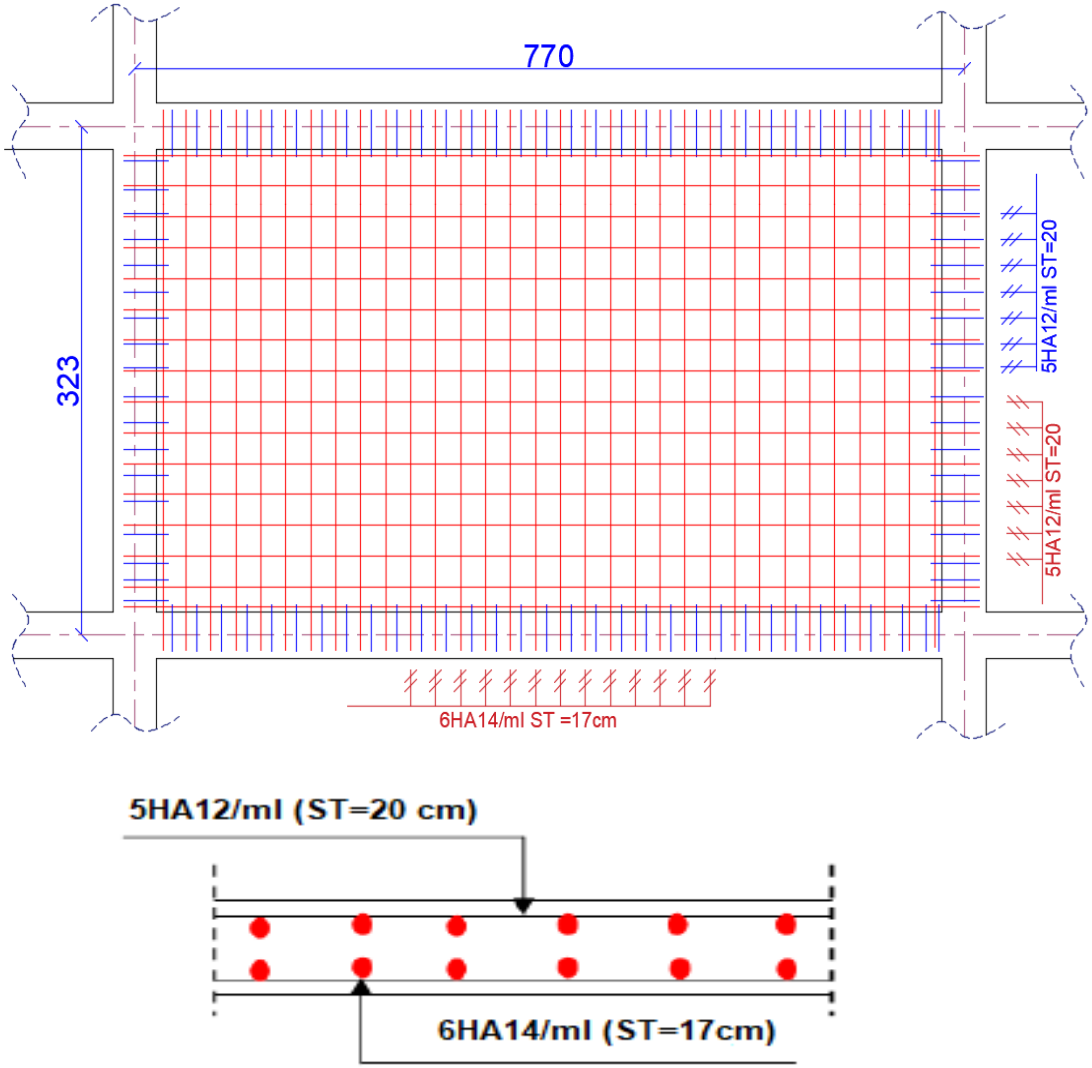


Figure VI.11. Ferrailage du voile périphérique.

VI.6.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

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS, autocad etc. Les points important tirés de cette étude sont :

- 1.** 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.
- 2.** La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des charges extérieures, telles que les séismes.
- 3.** Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 4.** La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 5.** Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Annexe I
Tableau des Armatures
(en Cm^2)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3893	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					



VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné *pour Réalisation d'Une Promotion immobilière* au lieu dit *Quartier de la Gare C^{ne} Sidi Aich -Wilaya de Béjaia*.

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, le sondage carotté, sondage pressiométrique ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 4.50$ de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2.80 \text{ bars}$;
2. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

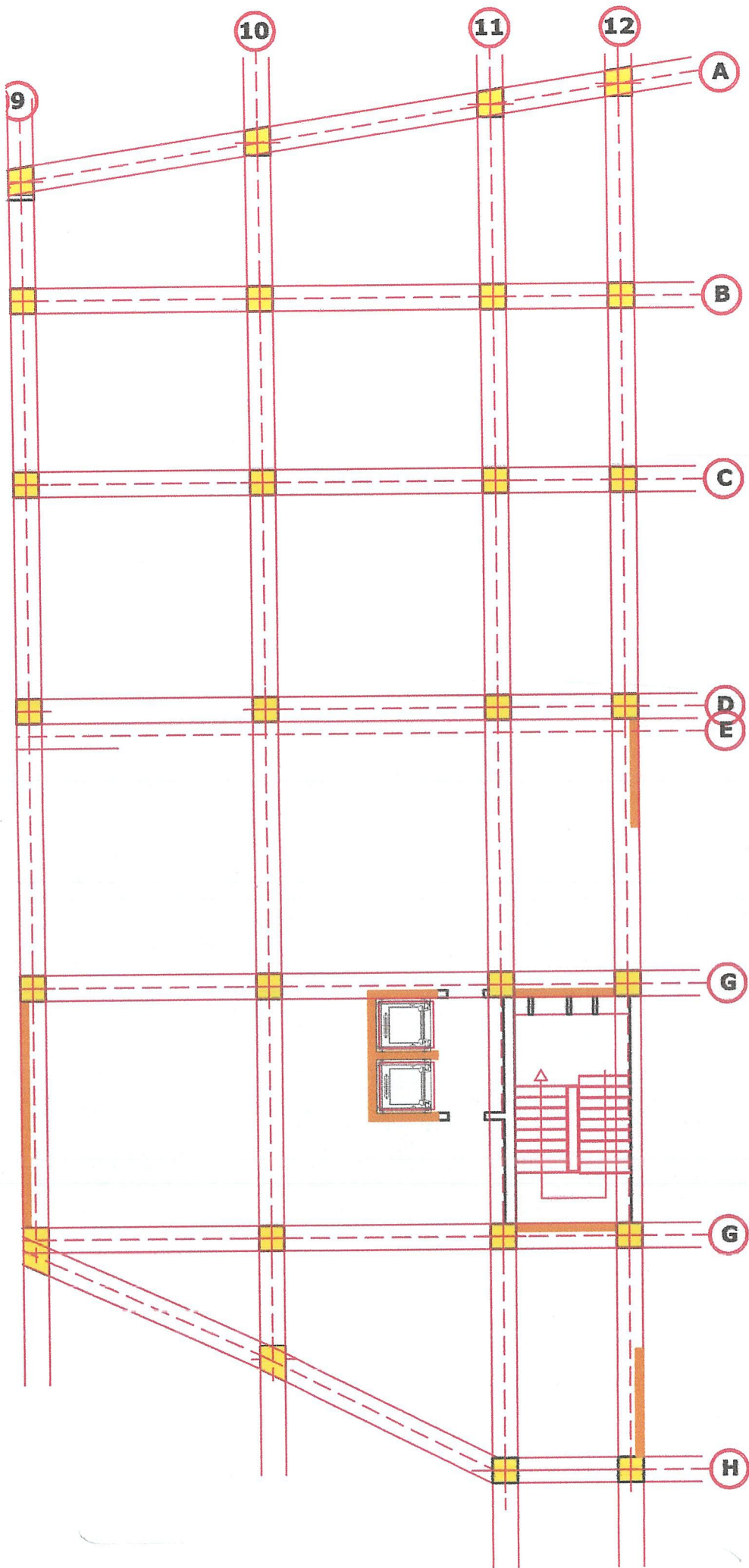
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_h = 1.86 \text{ t/m}^3 \\ C_{CB} = 0.51 \text{ bars} \\ \Phi_{CB} = 21.97^\circ \end{array} \right.$$

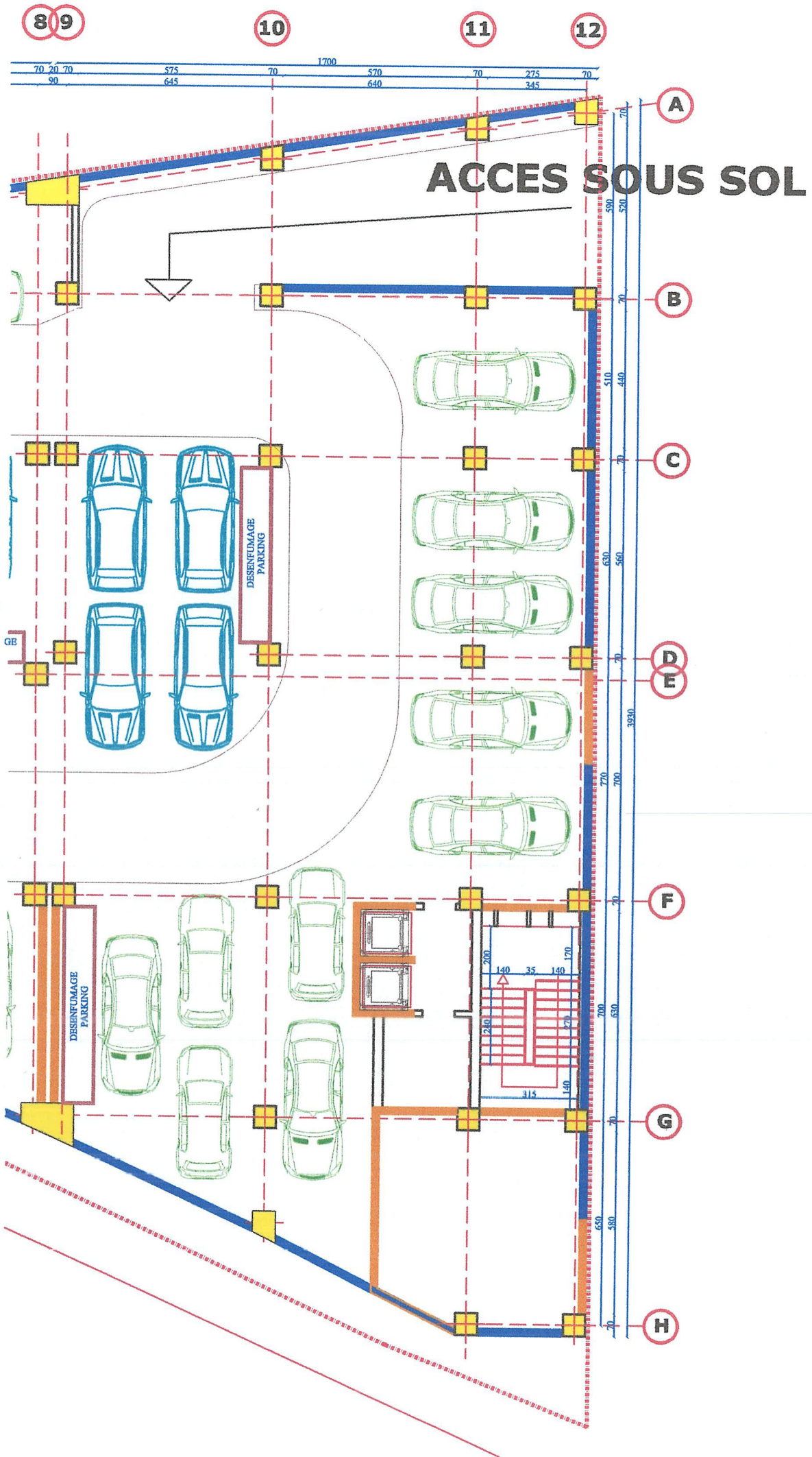
3. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
4. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales;
5. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculées selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 25), la classification du site est : **S2** - site ferme
6. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaia** est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

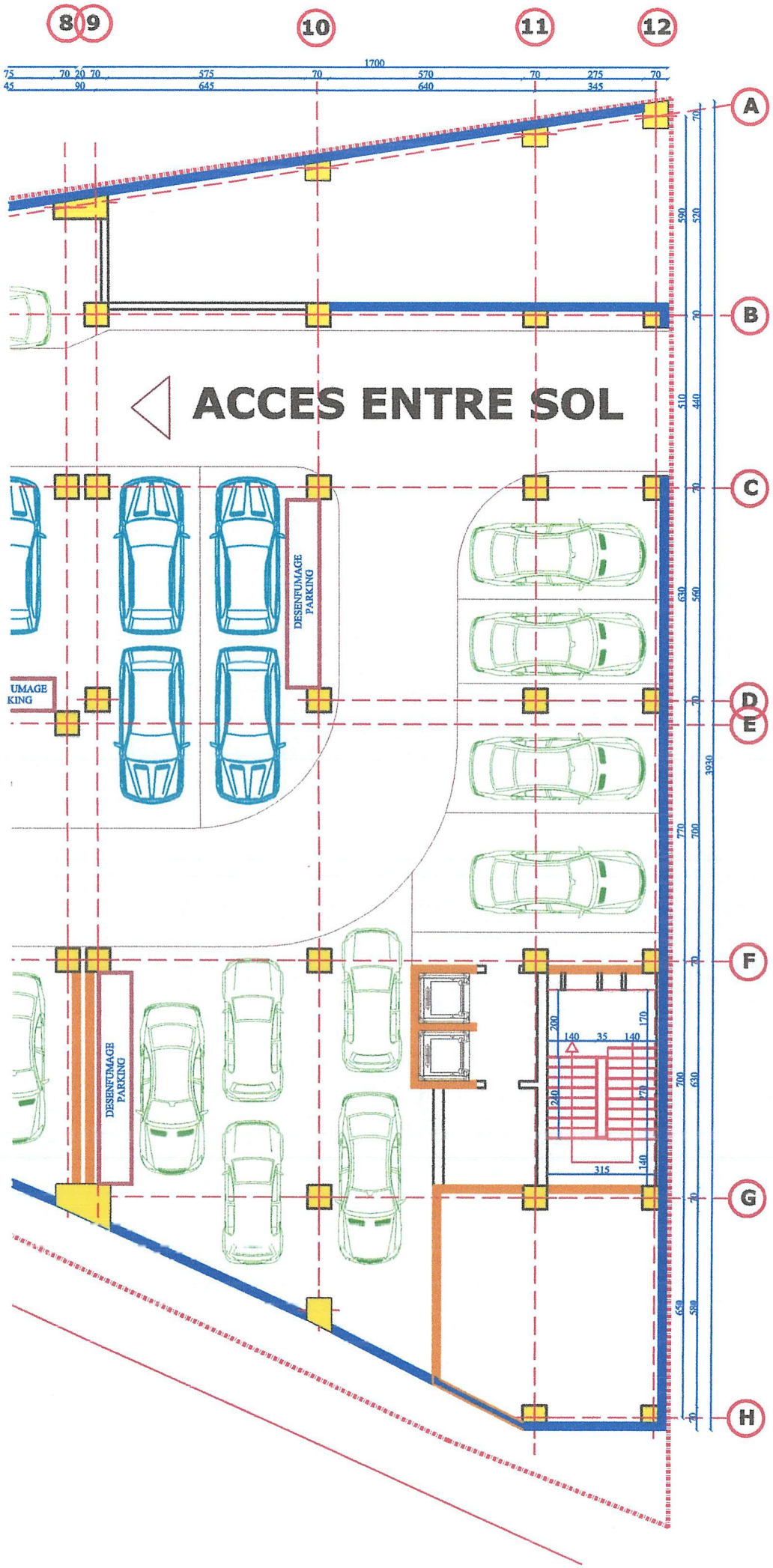
LE LABORATOIRE



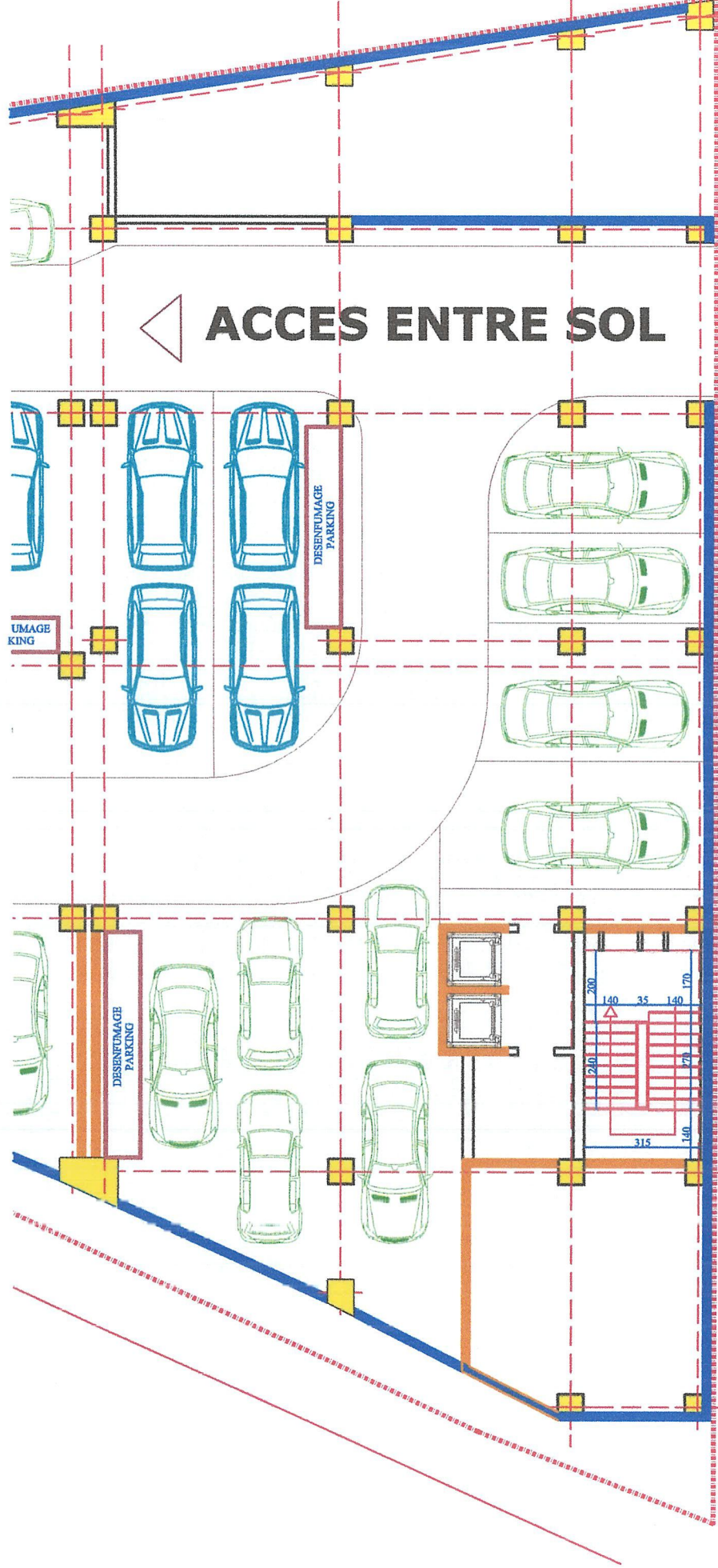
HADDI Idir
Gérant







75 70 20 70 375 70 570 70 275 70
45 90 645 640 345



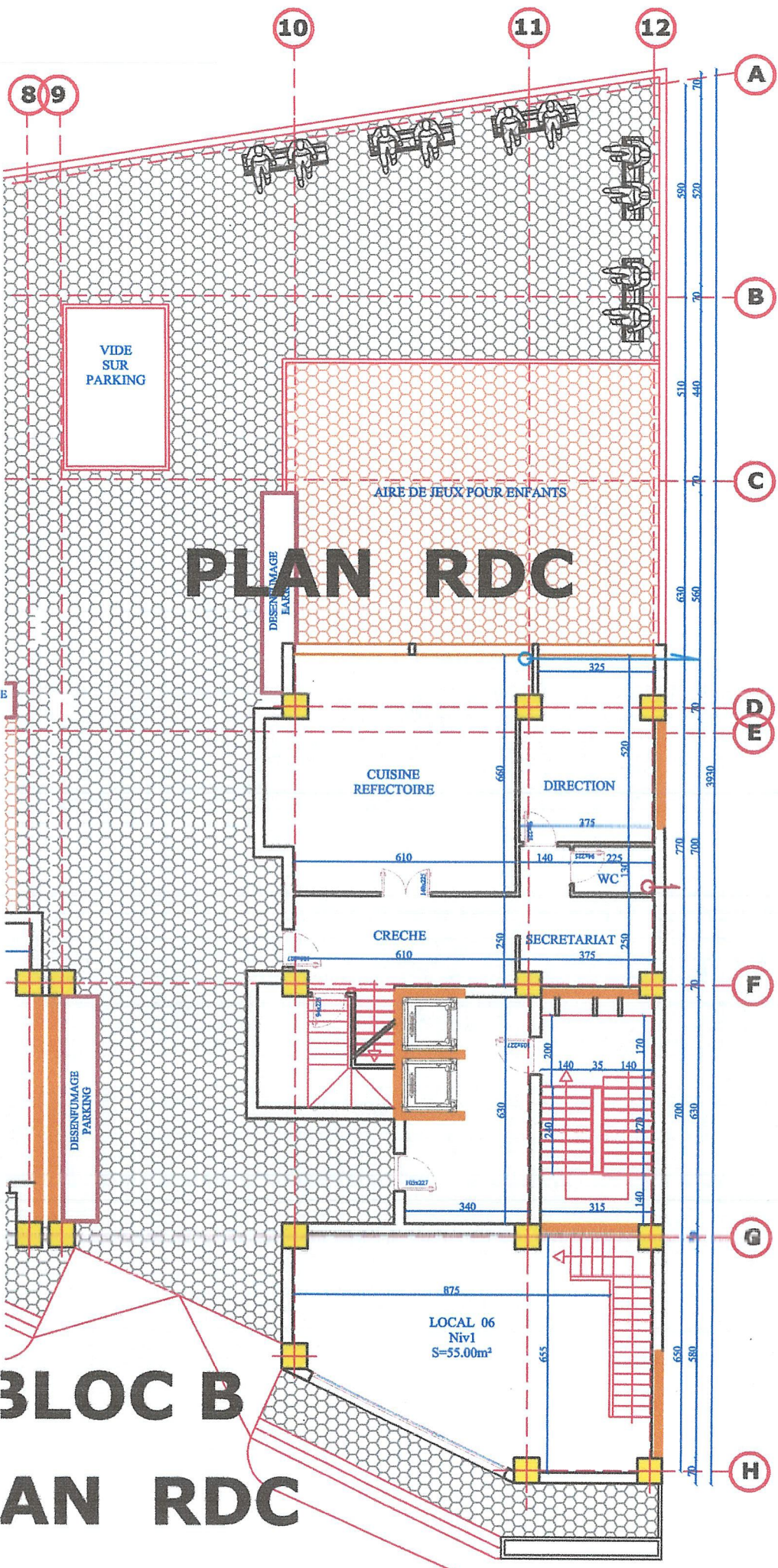
ACCES ENTRE SOL

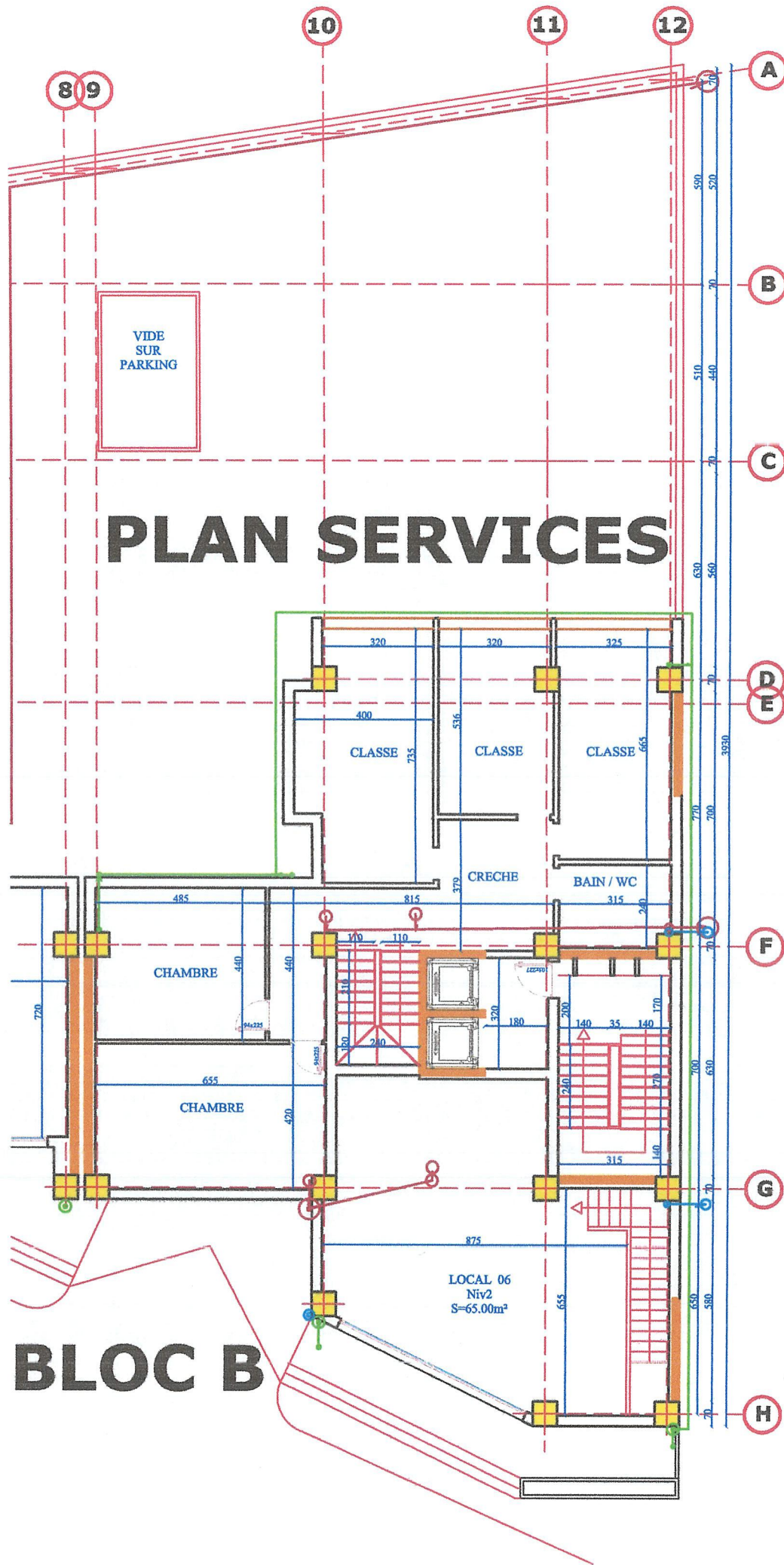
DESENFUMAGE
PARKING

UMAGE
KING

DESENFUMAGE
PARKING

200
140
35
140
170
210
170
315
140





PLAN SERVICES

BLOC B

VIDE
SUR
PARKING

CLASSE

CLASSE

CLASSE

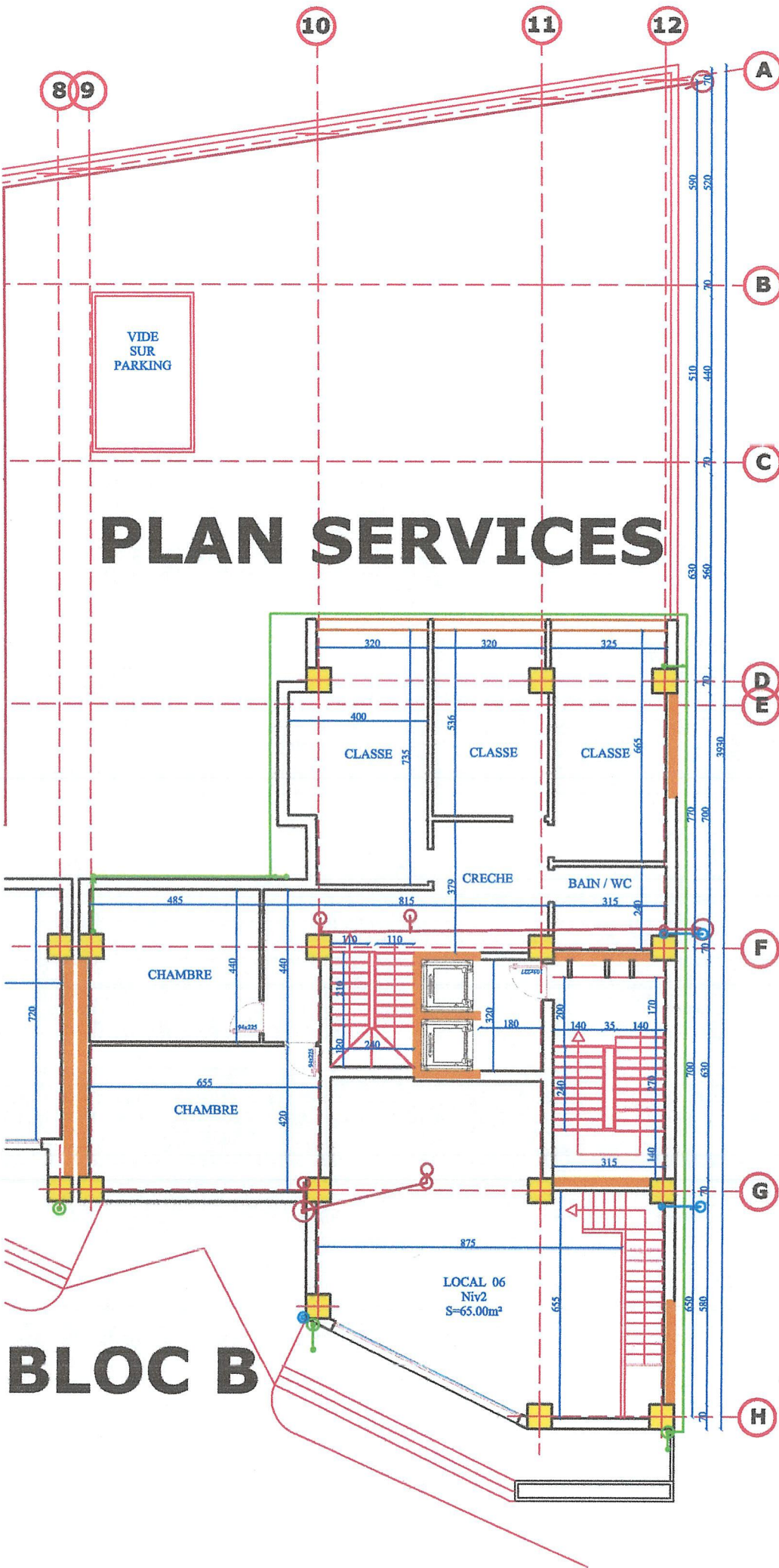
CHAMBRE

CHAMBRE

LOCAL 06
Niv2
S=65.00m²

CRECHE

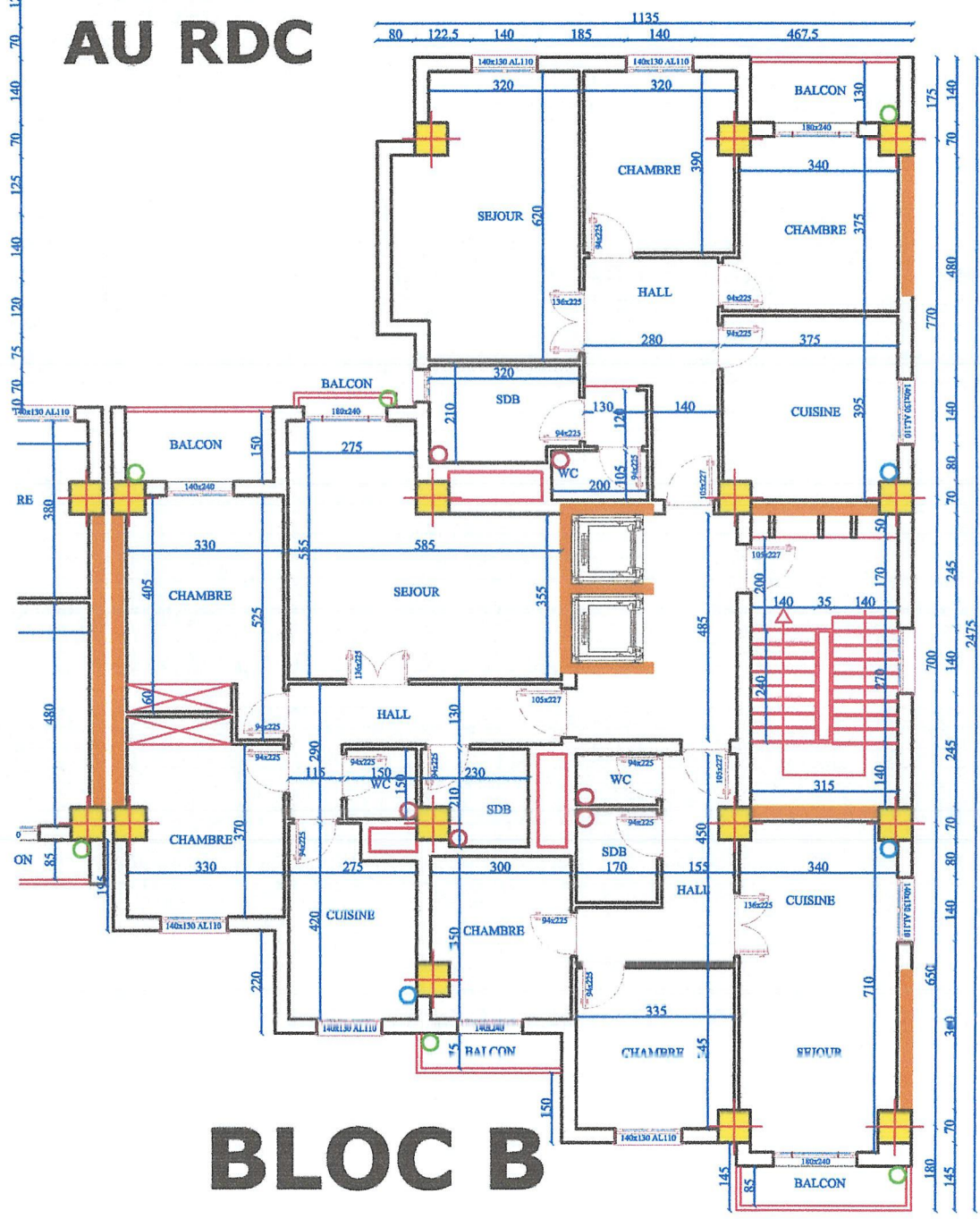
BAIN / WC



PLAN DES ETAGES

1-3-5-7

COUR
AU RDC

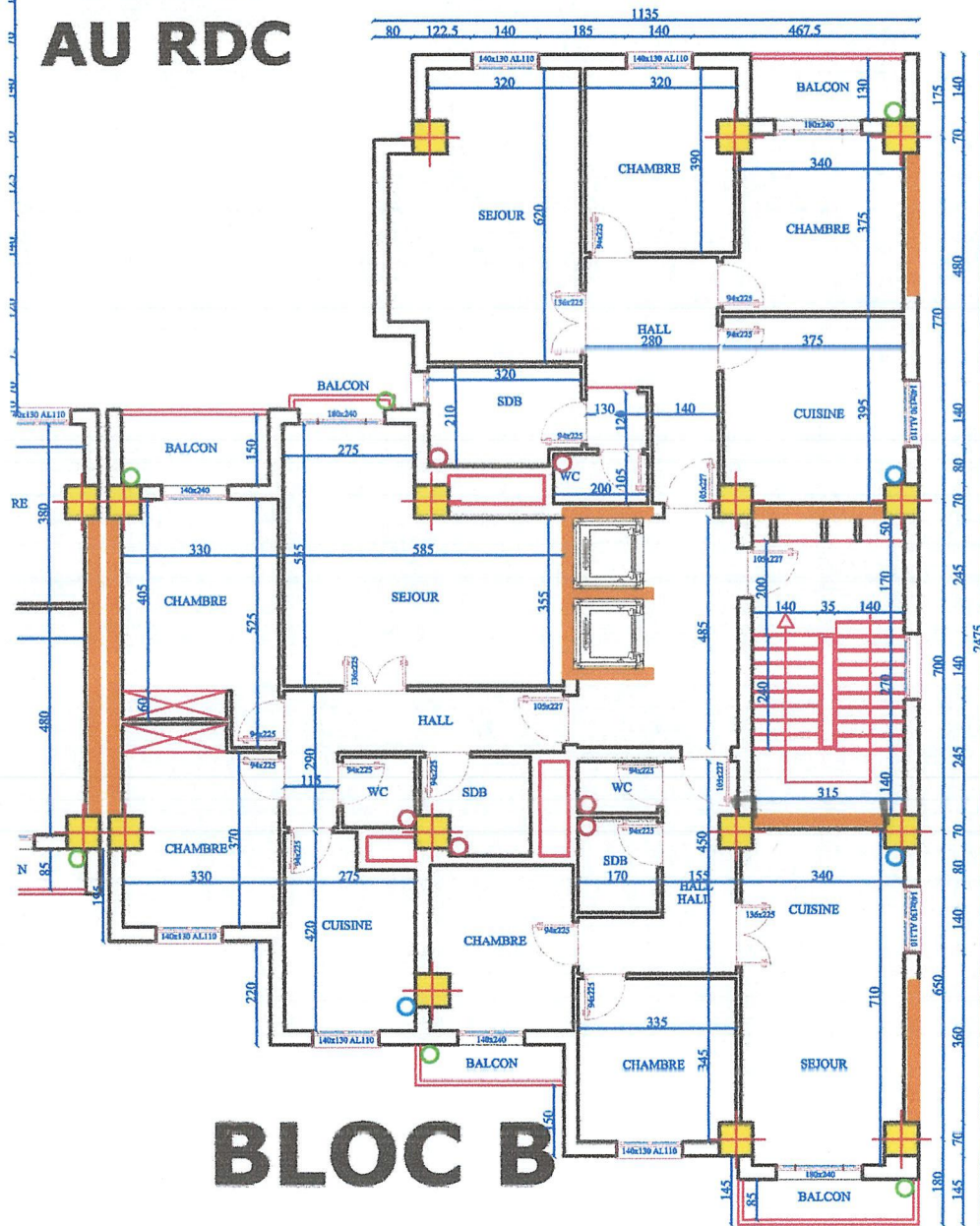


BLOC B

PLAN DES ETAGES

COUR
AU RDC

2-4-6-8



BLOC B

BLOC B

