

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

MASTER 2

OPTION : STRUCTURES

Thème

**Etude d'un hôtel R+10+sous-sol contreventé par
un système mixte (voiles-portiques)**

Présenté par :

BELAID
OUTIS

Abdelghani
Boubeker

Encadré par :

Mme OUARI Nadia

Membres de jury :

Mr.RAMDANI : Président
Mme.BERRAH : Examinatrice

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2018/2019

Remerciements

- ❖ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ❖ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur M^{me} ELARI Nadia pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*
- ❖ *Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir acceptés de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ❖ *Ainsi, nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- ❖ *Enfin, à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de notre travail.*

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui m'en guidés durant toute ma vie, qui ont tant donné pour me voir réussir.

A ma chère sœur : Samia

A mes chers frères : M^{onsieur} Akli, Mahfoud et Zhelef

A tous mes amis et à toutes mes amies

A toute ma famille

A toute la promotion 2019.

BELAD Abdelghani

Résumé

L'étude d'un hôtel de forme irrégulier contreventée par un système mixte (voile – portique), est une expérience qui nous a permis de mettre en application toute notre connaissance théorique acquise tout au long de notre formation et de maîtriser le logiciel de calcul ETABS.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions des voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'avoir un système de contreventement mixte satisfaisant, et une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à certaines conclusions dont les plus importantes sont :

- Une bonne disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds sert à assurer que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux (poteaux forts ; poutre faible).
- Le choix d'un bon site avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.1.1 Implantation de l'ouvrage	1
I.1.2 Description architecturales.....	1
I.1.4. Données géotechnique du site.....	2
I.1.5. Caractéristiques structurales de l'ouvrage.....	3
I.1.6. Choix du contreventement	3
I.2. Généralités.....	4
I.2.1. Règlements et normes utilisés.....	4
I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites.....	4
I.2.3. Action et sollicitation.....	4
I.2.3.1. Les actions	4
I.2.3.2. Sollicitations	5
I.2.3.3. Les combinaisons des actions.....	5
I.2.4. Caractéristiques des matériaux	5
I.2.4.1 Béton.....	5
I.2.4.2. Acier.....	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II .1. Introduction	7
II.2.Pré dimensionnement du plancher	7
II.2.1. Plancher corps creux	7
II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles.....	10
II.2.2. Plancher à dalle pleine	10
II.3. Pré dimensionnement des poutres	12
II.3.1. poutres principales	12
II.3.2. poutres secondaires.....	12
II.4. L'acrotère	13
II.5. Les voiles.....	14
II.6. Les escaliers	14
II.7.Evaluation des charges et surcharges.....	18
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	20
II.8.1. Pré dimensionnement du Poteau P2.....	21
II.8.2. Pré dimensionnement du Poteau P1	23
II.9.vérifications	24
II.9.1.Vérification à la compression simple.....	24
II.9.2. vérification à la stabilité de forme (flambement).....	25
II.9.3.Vérification des conditions du RPA 99 / 2003.....	26
II.10.Conclusion	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction	27
III.2.Calculs des planchers.....	27
III.2.1Planchers à corps creux	27
III.2.2.Etudes des dalles pleines	43
III.3.Etude des escaliers.....	48
III.3.1. Escalier type 01 (droit a trois volées e=22cm).....	49
III.3.2.Etude de la poutre palière brisée	53
III.3.3. Etude de l'escalier type 02 (droit à deux volées e=22cm)	57
III.3.4.Etude de la poutre palière	60
III.4.Etude de l'acrotère	60
III.5.Etude de la poutre de chainage.....	60
III.6.Etude de la rampe.....	66
III.7.Etude de l'ascenseur.....	69
III.8.Conclusion.....	71

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	72
IV.2. Modélisation	72
IV.3. Le choix de la méthode de calcul.....	72
IV.3.1. Méthode statique équivalente	73
IV.3.2. Méthode dynamique qui regroupe	73
IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale.....	73
IV.4.1. Spectre de réponse de calcul.....	75
IV.4.2. Résultats obtenus.....	76
IV.4.3. Disposition des voiles de contreventement	76
IV.4.4. Période de vibration et participation massique	77
IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences RPA99/2003.....	79
IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	79
IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	80
IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	81
IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	82
IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	83
IV.7. Conclusion	84

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	85
V.2. Etude des poteaux.....	85
V.2.1. Recommandations.....	85
V.2.2. Sollicitation de calcul.....	87
V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux.....	87
V.2.4. Vérifications nécessaires.....	90
V.3. Etude des poutres.....	94
V.3.1. Recommandations.....	94
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	95
V.4. Étude des voiles.....	103
V.4.1. Introduction.....	103
V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003.....	104

V.4.3. Ferrailages.....	105
V.5. Conclusion.....	110

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction.....	111
VI.2. Combinaisons de calcul.....	111
VI.3. Reconnaissance du sol.....	111
VI.4. Choix du type de fondation.....	111
VI.4.1. Vérification de la semelle isolée.....	111
VI.4.2. Vérification de la semelle filante.....	112
VI.4.3. Radier général.....	113
VI.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier.....	113
VI.4.3.2. Vérifications nécessaires.....	114
VI.5. Ferrailage du radier général.....	117
VI.6. Etude des nervures.....	119
VI.7. Etude de voile périphérique.....	125
VI.8. Conclusion	129

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Planche de ferrailage

Plan de la structure

Liste des figures

Figure I.1. Vue en plan étage 01.....	1
Figure I.2. Coupe A-A de la structure.....	2
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	7
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines RDC.....	8
Figure II.3. Plan disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines étage 1.....	9
Figure II.4. Coupe transversale poutrelle.....	10
Figure II.5. Coupe transversale des poutres principales et secondaires.....	13
Figure II.6. L'acrotère de la terrasse accessible et inaccessible.....	13
Figure II.7. Vue en 3d d'un voile.....	14
Figure II.8. Détail d'un escalier droit.....	14
Figure II.9. Vue en 3d d'un escalier droit à deux volées.....	15
Figure II.10. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées et son schéma statique.....	15
Figure III.1. Vue en 3d d'un plancher corps creux en cours de réalisation.....	27
Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle type 02 (étage courant).....	30
Figure III.3. diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle type 02 (étage courant).....	31
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 06 (isostatique).....	31
Figure III.5. Diagramme d'efforts tranchants (type isostatique).....	32
Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle type 03 (salle de conférences).....	32
Figure III.7. diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle type 03.....	33
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	43
Figure III.9. Ferrailage de la dalle pleine D1.....	48
Figure III.10. Schéma de l'escalier droit à trois volées.....	49
Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée.....	51
Figure III.12. Schéma statique de la partie EF.....	52
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la partie EF.....	52
Figure III.14. Model de calcul de la poutre palière 01.....	53
Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.....	53
Figure III.16. Schéma statique à la torsion.....	54
Figure III.17. Schémas de ferrailage de la poutre palière 01.....	56
Figure III.18. Schéma de l'escalier droit à deux volées.....	57
Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volée.....	59
Figure III.20. Model de calcul de la poutre palière 02.....	60
Figure III.21. Schémas de ferrailage de la poutre palière 02.....	60
Figure III.22. coupe transversale de l'acrotère.....	60
Figure III.23. Modèle de calcul de l'acrotère.....	60
Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	63
Figure III.25. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	63
Figure III. 26. schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	65
Figure III. 27. Coupe verticale de la rampe.....	66
Figure III. 28. schémas de ferrailage de la rampe.....	68
Figure III.29. mode de fixation de l'ascenseur.....	70

Figure III.30. détail d'un ascenseur a câbles de traction.....	71
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	76
Figure IV.2. Disposition des voiles (vue en plan d'étage 05).....	76
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS2016 16.2.0.....	77
Figure. IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X au niveau de l'étage 10).....	78
Figure. IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y au niveau de l'étage 10).....	79
Figure. IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z au niveau de l'étage 10).....	79
Figure V.1. Zone nodale.....	86
Figure V.2. Section d'un poteau.....	91
Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales.....	99
Figure V.4. Formation de rotules plastiques.....	100
Figure V.5. diagramme contraintes.....	106
Figure VI.1. Semelle isolée.....	112
Figure VI.2. Semelle filante.....	112
Figure VI.3. Le panneau le plus sollicité.....	117
Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier.....	119
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier.....	120
Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X et Y-Y.....	121
Figure VI.7. Schéma de nervures.....	123
Figure VI.8. Schémas de ferrailage nervures dans le sens X-X.....	124
Figure VI.9. Schémas de ferrailage nervures dans le sens Y-Y.....	125
Figure VI.10. Ferrailage du voile périphérique.....	129

Liste des tableaux

Tableau I.1. caractéristiques mécaniques des aciers.....	6
Tableau II.1. Dimensionnement des dalles pleines.....	11
Tableau II.2. dimensionnement des escaliers.....	17
Tableau II.3. Plancher à corps creux étage courant.....	18
Tableau II.4. Plancher en dalle pleine étage courant.....	18
Tableau II.5. Plancher à corps creux terrasse accessible.....	18
Tableau II.6. Plancher en dalle pleine terrasse accessible.....	19
Tableau II.7. Plancher en dalle pleine terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.8. Plancher en dalle pleine sortie de secours.....	19
Tableau II.9. Balcon en dalle pleine.....	19
Tableau II.10. Murs extérieurs.....	20
Tableau II.11. Liste des surcharges d'exploitation.....	20
Tableau II.12. Pré dimensionnement du poteau P2.....	21
Tableau II.13. poids des différents poteaux.....	21
Tableau II.14. Résultat de la descente de charges du poteau (P2).....	23
Tableau II.15. Résultat de la descente de charges du poteau (P1).....	24
Tableau II.16. vérification à la compression simple pour le poteau le plus sollicité pour tous les niveaux.....	25
Tableau II.17. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	26
Tableau II.18. Les dimensions des poteaux.....	26
Tableau III.1. Différents types de poutrelles.....	29
Tableau III.2. les types des poutrelles à étudier.....	29
Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les poutrelles.....	33
Tableau III.4. Vérification de la flèche pour la poutrelle type 06.....	41
Tableau III.5. ferrailage des poutrelles Terrasse accessible a l'état limite ultime (ELU).....	42
Tableau III.6. vérification de la flèche pour les poutrelles de la terrasse accessible.....	42
Tableau III.7. Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant et RDC.....	42
Tableau III.8. Schémas de ferrailage des poutrelles terrasse accessible.....	42
Tableau III.9. Dalle pleine sur trois appuis.....	43
Tableau III.10. calcul des sollicitations.....	45
Tableau III.11. vérification de l'effort tranchant.....	46
Tableau III.12. calcul du ferrailage à l'ELU.....	46
Tableau III.13. Vérification des contraintes à l'ELS.....	47
Tableau III.14. Calcul de la flèche dans les dalles pleines.....	48
Tableau III.15. charges et surcharges sur les volées.....	49
Tableau III.16. charges et surcharges sur le palier.....	49
Tableau III.17. Sollicitation dans l'escalier (type 01).....	50
Tableau III.18. calcul du ferrailage dans l'escalier.....	50
Tableau III.19. Vérification des contraintes.....	51
Tableau III.20. Vérification de la flèche.....	51
Tableau III.21. Schéma statique de la partie EF.....	52
Tableau III.22. Vérification des contraintes.....	52
Tableau III.23. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	54
Tableau III.24. Nouveau ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	55

Tableau III.25.	Vérification à l'état de compression de béton.....	56
Tableau III.26.	charges et surcharges sur les volées.....	57
Tableau III.27.	charges et surcharges sur le palier.....	57
Tableau III.28.	Sollicitation sur l'escalier (type 02).....	58
Tableau III.29.	calcul du ferrailage dans l'escalier.....	58
Tableau III.30.	Vérification des contraintes.....	59
Tableau III.31.	Vérification de la flèche.....	59
Tableau III.32.	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	61
Tableau III.33.	ferrailage de l'acrotère.....	62
Tableau III.34.	vérification des contraintes au niveau de l'acrotère.....	63
Tableau III.35.	Calcul de ferrailage à l'ELU.....	64
Tableau III.36.	Vérification des contraintes à l'ELS.....	65
Tableau III.37.	Vérification de la flèche.....	65
Tableau III.38.	Charges et surcharges sur la rampe.....	66
Tableau III.39.	calcul des sollicitations.....	67
Tableau III.40.	calcul du ferrailage à l'ELU.....	67
Tableau III.41.	vérification de l'effort tranchant.....	67
Tableau III.42.	Vérification des contraintes à l'ELS.....	67
Tableau III.43.	Calcul de la flèche.....	68
Tableau III.44.	Chargement d'un ascenseur.....	69
Tableau IV.1.	Valeurs des pénalités.....	74
Tableau IV.2.	Périodes et taux de participation massique de la structure.....	78
Tableau IV.3.	Vérification des forces sismiques à la base.....	80
Tableau IV.4.	Vérification des forces sismiques à la base après amplification.....	80
Tableau IV.5.	Vérification de l'effort normal réduit.....	80
Tableau IV.6.	Redimensionnement des poteaux.....	81
Tableau IV.7.	Vérification de l'effort normal réduit.....	81
Tableau IV.8.	Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	82
Tableau IV.9.	Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	82
Tableau IV.10.	Vérfications des déplacements de niveaux.....	83
Tableau IV.11.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	84
Tableau IV.12.	Dimensions finales des poteaux.....	84
Tableau V.1.	Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	86
Tableau V.2.	Sollicitations dans les différents poteaux.....	87
Tableau V.3.	Ferrailage longitudinal des poteaux.....	89
Tableau V.4.	Ferrailage transversales des poteaux.....	90
Tableau V.5.	Vérification au flambement des différents poteaux.....	91
Tableau V.6.	Vérification des contraintes dans le béton.....	92
Tableau V.7.	Vérification des contraintes de cisaillement.....	93
Tableau V.8.	Dimensions de la zone nodale.....	94
Tableau V.9.	Sollicitation et ferrailage des poutres principales (35×50) cm ²	95
Tableau V.10.	Sollicitations et ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm ²	96
Tableau V.11.	Vérification des contraintes tangentielles.....	98
Tableau V.12.	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	98
Tableau V.13.	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	98
Tableau V.14.	Calcul de la flèche dans les poutres principales.....	99
Tableau V.15.	Calcul de la flèche dans les poutres secondaires.....	99
Tableau V.16.	Moments résistants dans les poteaux.....	100

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres principales.....	100
Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	101
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	101
Tableau V.20. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	102
Tableau V.21. Augmentation de la section d'armature dans les poteaux.....	102
Tableau V.22. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	103
Tableau V.23. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	103
Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile V_{x4} // à X-X	105
Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4}	107
Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du groupe 01.....	108
Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du groupe 02.....	109
Tableau V.28. Sollicitations et ferrailage du groupe 03.....	110
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	118
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	118
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.....	119
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	122
Tableau VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	122
Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures.....	123
Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	124
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS.....	124
Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphériques.....	127
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	128

Symboles et Notations

- A_r : Aire d'une section d'acier de répartition
 A_t : Aire d'une section d'acier transversal
 A_s : Aire d'une section d'acier
 a : Une dimension (en générale longitudinal).
 B : Aire d'une section de béton
 B_r : Section réduite du béton
 b : Une dimension (largeur d'une section).
 b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
 C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
 C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
 d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
 d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
 e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée
 ELS : Etat limite de service.
 ELU : Etat limite ultime.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier
 E_{vj} : Module de formation différé du béton à l'âge de j jour
 E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
 f_e : limite d'élasticité de l'acier
 f : Flèche positivement vers les compressions.
 f_{ji} : la flèche correspondant à j.
 f_{gi} : la flèche correspondant à g.
 f_{qi} : la flèche correspondant à q.
 f_{gv} : la flèche correspondant à v.
 Δf_{adm} : la flèche admissible.
 f_e : Limite d'élasticité.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours.
 f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.
 F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.
 F : Force ou action en général.
 F : Coefficient de sécurité = 1,5.
 j : Nombre de jours.
 ht : Hauteur totale du plancher.
 h : Hauteur totale d'une section.
 h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
 h_e : hauteur libre d'étage.
 i : Rayon de giration d'une section de B A.
 I : Moment d'inertie (m⁴).
 I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
 I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
 I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
 I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
 g : Densité des charges permanentes
 G : Charge permanente

L : Longueur ou portée.
 L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
 l' : Longueur fictive.
 l_f : Longueur de flambement.
 l_s : Longueur de scellement.
 L'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
 M : Moment en général.
 M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.
 M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.
 M_t : Moment en travée.
 M_0 : moment isostatique.
 M_i : Moment à l'appui i
 M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
 M_j : Moment correspondant à j .
 M_g : Moment correspondant à g .
 M_q : Moment correspondant à q .
 n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
 n : Nombre de marches sur la volée.
 N_s : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime.
 N : Effort normale du aux charges verticales.
 p : Action unitaire de la pesanteur.
 q_u : Charge ultime.
 q_s : Charge de service
 q : Charge variable
 Q : Action variables quelconque.
 Q : Facteur de qualité.
 R : Coefficient de comportement global.
 S : Action dues à la neige.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 W : Action dues au vent.
 W : Poids propre de la structure.
 W_{qi} : Charges d'exploitation.
 W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 X : Coordonnée en général, abscisse en particulier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 σ_j : Contrainte correspondant à j .
 σ_g : Contrainte correspondant à g .
 σ_q : Contrainte correspondant à q .
 γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).
 γ_b : Coefficient de sécurité.
 γ_s : Coefficient de sécurité.
 φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
 σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
 τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction

Introduction générale

Le Génie civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories : Les bâtiments, et les gros œuvres. Un ingénieur en structures est donc responsable d'étudier la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou variables dans le temps, statiques ou dynamiques. Cette étude nécessite de maîtriser l'outil informatique et des logiciels tels que SAP, ROBO, ETABS ... dans le but de satisfaire La sécurité, l'économie et le confort.

Vu que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'un hôtel comportant un RDC, et dix étages avec un sous-sol. Cette étude vise à mettre en application toute nos connaissances acquises durant les cinq années de formation. Pour ce faire il faut impérativement se munir de ces règlements : **(RPA99/version 2003, CBA 93, BAEL91 et DTR)**.

Notre étude est réalisée par un logiciel de calcul basé sur le principe des éléments finis ETABS pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Dans cette étude, nous allons suivre les étapes décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ❖ Le premier chapitre : généralités, et description du projet.
- ❖ Le deuxième chapitre : prédimensionnement des éléments de la structure.
- ❖ Le troisième chapitre : étude des éléments secondaires.
- ❖ Le quatrième chapitre : l'étude dynamique par le logiciel ETABS.
- ❖ Le cinquième chapitre : le calcul des éléments structuraux.
- ❖ Le dernier chapitre : l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à faire l'étude génie civil d'un hôtel (R+10+Sous-sol) en béton armé contreventé par un système mixte (voiles-portiques). Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) dans le groupe d'usage 2.

I.1.1 Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit 600 logements ville de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/version 2003, annexe1), en zone IIa. Le site concerné par la présente étude est situé sur un terrain relativement plat. Il est limité au nord par des bâtisses, à l'est par un terrain nu, à l'ouest par la route menant vers Lighil Ouazoug-Aamriou et au sud par une bâtisse et un terrain nu.

I.1.2 Description architecturales

- Dimensions en plan : $Lx = 24.20 \text{ m}$; $Ly = 29.42 \text{ m}$
ETAGE 1 NIV +4.00

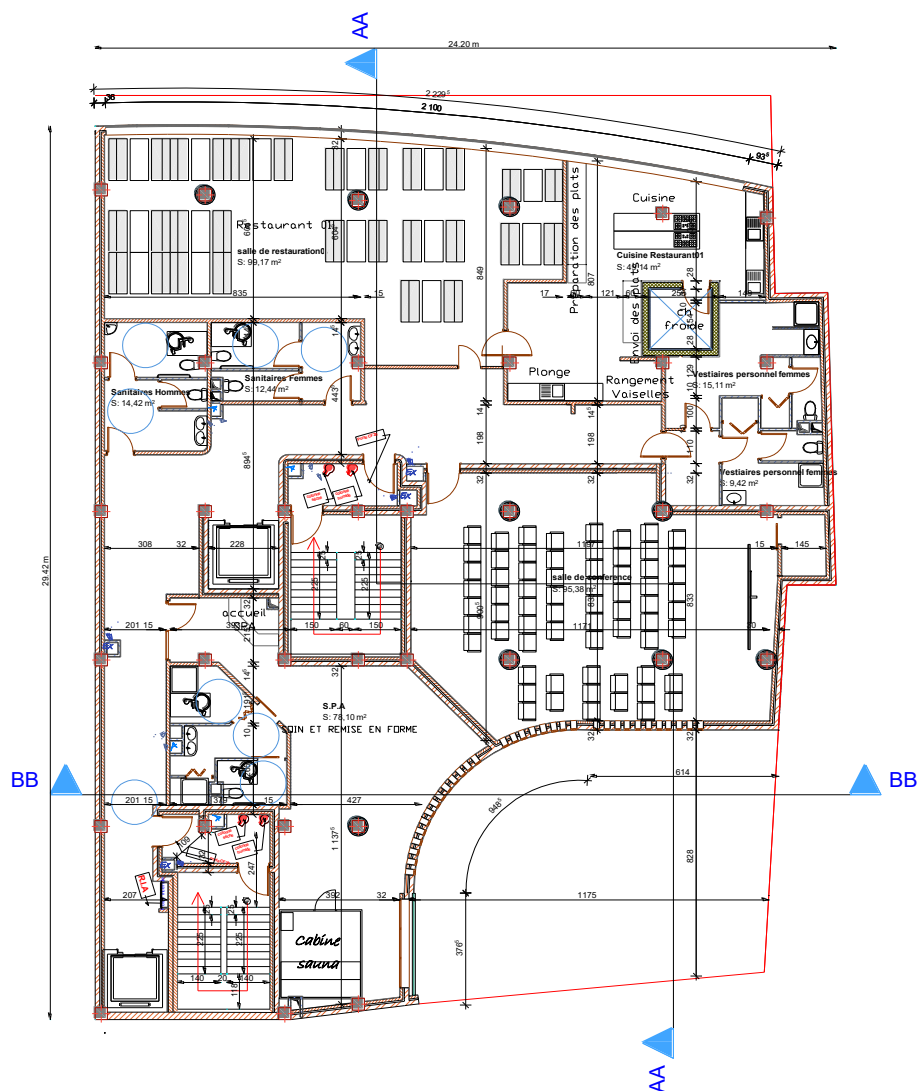


Figure I.1. Vue en plan étage 01.

- Dimensions en élévation :

Hauteur du bâtiment : 41.80 m

Hauteur de Sous-sol : 2.80 m

Hauteur RDC : 4.00 m

Hauteur de chaque étage : 3.50 m

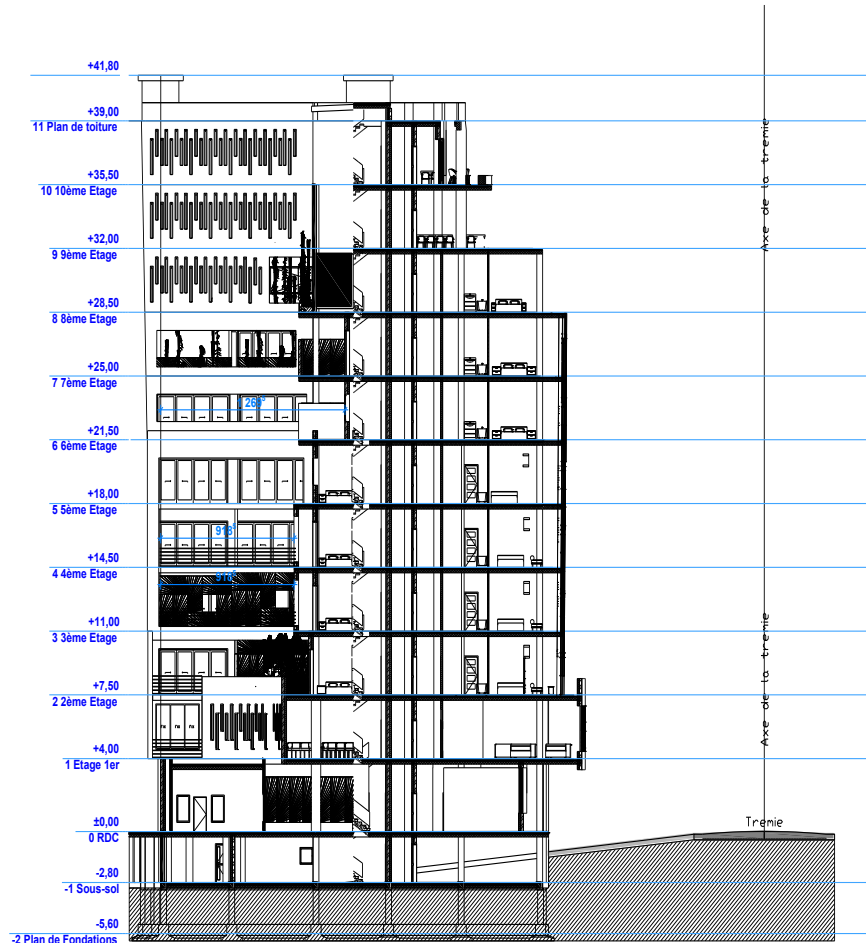


Figure I.2. Coupe A-A de la structure.

I.1.4. Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 d'après le RPA 99 version 2003.
- Le sous-sol du site est constitué par des argiles limoneuses brunâtres, des argiles limoneuses beiges légèrement graveleuses moyennement compactes, des argiles limoneuses plus au moins sableuses moyennement compactes reposant sur des marnes grisâtres moyennement compactes.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.6 \text{ bar}$.
- L'ancrage minimal des fondations $D = 3.00 \text{ m}$.
- Les tassements calculés sont de l'ordre de **14.33 cm**.
- Le niveau d'eau a été relevé à **4 m** de profondeur.
- Les couches traversées par les Sondages présentes les mêmes caractéristiques géotechniques traduisant un sol homogène verticalement et horizontalement.

I.1.5. Caractéristiques structurales de l'ouvrage :

- ❖ Les planchers des étages courants seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme rigide conçu pour assurer la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ La dalle des paliers, des voiles, de l'ascenseur est un élément porteur en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.
- **Les escaliers :** ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre cas on a :
 - ◇ Escalier droit à deux volées.
 - ◇ Escalier droit à trois volées.
- **Les maçonneries :**
 - ◇ Les murs extérieurs seront réalisés avec de la brique creuse, en double paroi d'épaisseur totale de 30 cm et constitué de :
 - Deux panneaux, intérieur en brique de 10 cm et extérieur de 15 cm d'épaisseur.
 - Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - ◇ Les cloisons de séparation seront en une seule paroi de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse coulé sur place.
- **Terrasses :** notre projet comporte deux types de terrasses :
 - ◇ Terrasse accessible : se situe aux niveaux +32.00, +35.50 et +39.00.
 - ◇ Terrasse inaccessible : se situe au niveau +21.50, +25.00 et +28.50.
- **L'infrastructure :** elle dépend généralement de la nature de sol, réalisée en béton armé, après l'étude de la superstructure. Elle est constituée d'un ensemble rigide et résistant qui assure les fonctions suivantes :
 - ◇ Transmission des charges verticales au sol.
 - ◇ Réaliser l'encastrement de la structure au sol.
 - ◇ Limiter les tassements différentiels.

I.1.6. Choix du contreventement

Selon le **RPA99/2003**, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et de voiles en béton armé (contreventement mixte avec justification d'interaction voile-portique) **RPA99 version 2003 (Art3.4. A.1.a)**.

I.2. Généralités

I.2.1. Règlements et normes utilisés

L'étude d'un projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ❖ RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR BC2.331 (Règles De Calcul Des Fondations Superficielles).

I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites

- Etat Limite Ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va engendrer la ruine de la structure.

On distingue :

- Un état d'équilibré statique
- Etat Limite Ultime de l'un des matériaux.
- Etat Limite Ultime de stabilité de forme

- Etat Limite de Service (ELS)

C'est un état qu'il faut respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

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

I.2.3. Action et sollicitation

I.2.3.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

- **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des poussés des terres ou les pressions des liquides.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements... etc.

- **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température.

- **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application :

- Séisme.
- Chocs.
- Explosion.
- Les feux.

I.2.3.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions.

I.2.3.3. Les combinaisons des actions

- A l'état limite ultime ELU : la combinaison est $1.35G+1.5Q$
- A l'état limite de service ELS : la combinaison est $G+Q$
- Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA 99/2003

Situation durable :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm 1.2 \times E$ (uniquement pour les poteaux dans les constructions auto-stable)

I.2.4. Caractéristiques des matériaux

I.2.4.1 Béton

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats (gravier, sable), d'un liant hydraulique et de l'eau. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent les performances du béton. Sa composition doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux.

I.2.4.2. Acier

L'acier est un alliage de minerai de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité. On distingue :

- Les treillis soudés.
- Les ronds lisses.
- Les barres de haute adhérence.

✚ Le tableau suivant représente quelques exemples d'aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques.

Type	Nuance	Limite élastique FeE	Limite de rupture (Mpa)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	480
	FeE500	500	550
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	330-390
	FeE235	235	460-490
Treillis soudés (TS)	FeE400	400	400

Tableau. I.2. Caractéristiques mécaniques des aciers.

La contrainte limite des aciers

- Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration nuisible : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Fissuration très nuisible : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

Chapitre II

II .1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de la structure est une étape basée sur des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ qui nous permet de justifier plusieurs paramètres à savoir la stabilité, la durabilité et la résistance de l'ouvrage aux sollicitations horizontales et verticale.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L 91**, **CBA93** et **R.P.A 99 V2003** et les différents **DTR**.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Plancher corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les Surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des Fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique. Il est composé de corps creux, des poutrelles et une dalle de compression, son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

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

h_t : Hauteur totale.

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

$$h_t \geq \frac{500-35}{22.5} \quad \Rightarrow h \geq 20.66 \text{ cm} \quad \text{soit : } h_t = 24 \text{ cm}$$

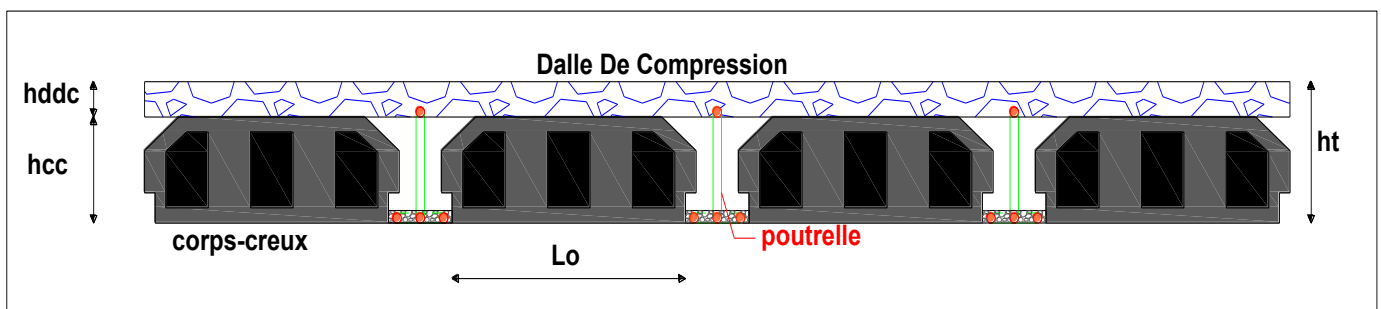


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

✚ Disposition des poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles est choisi selon le critère de la petite portée.

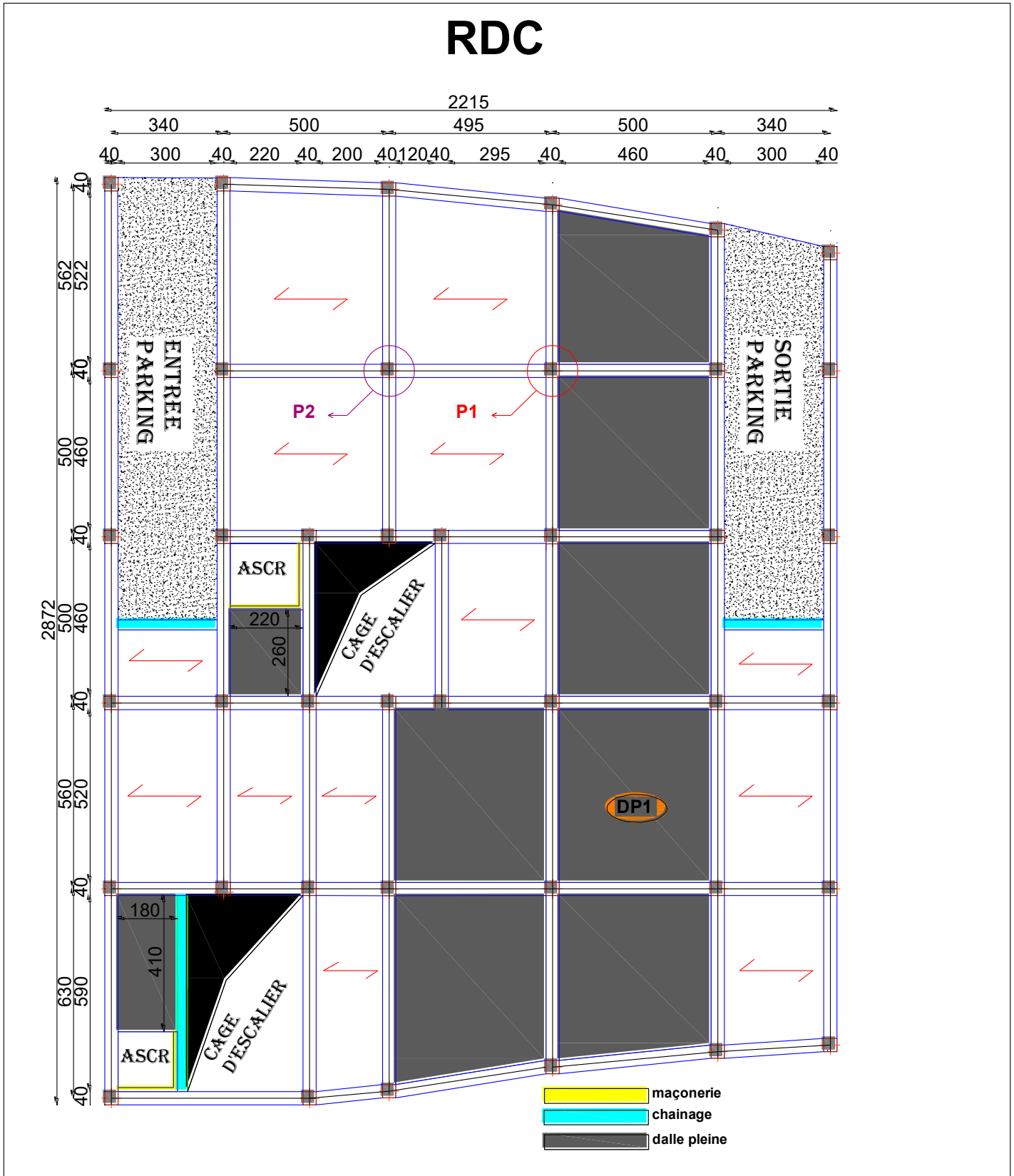


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines RDC.

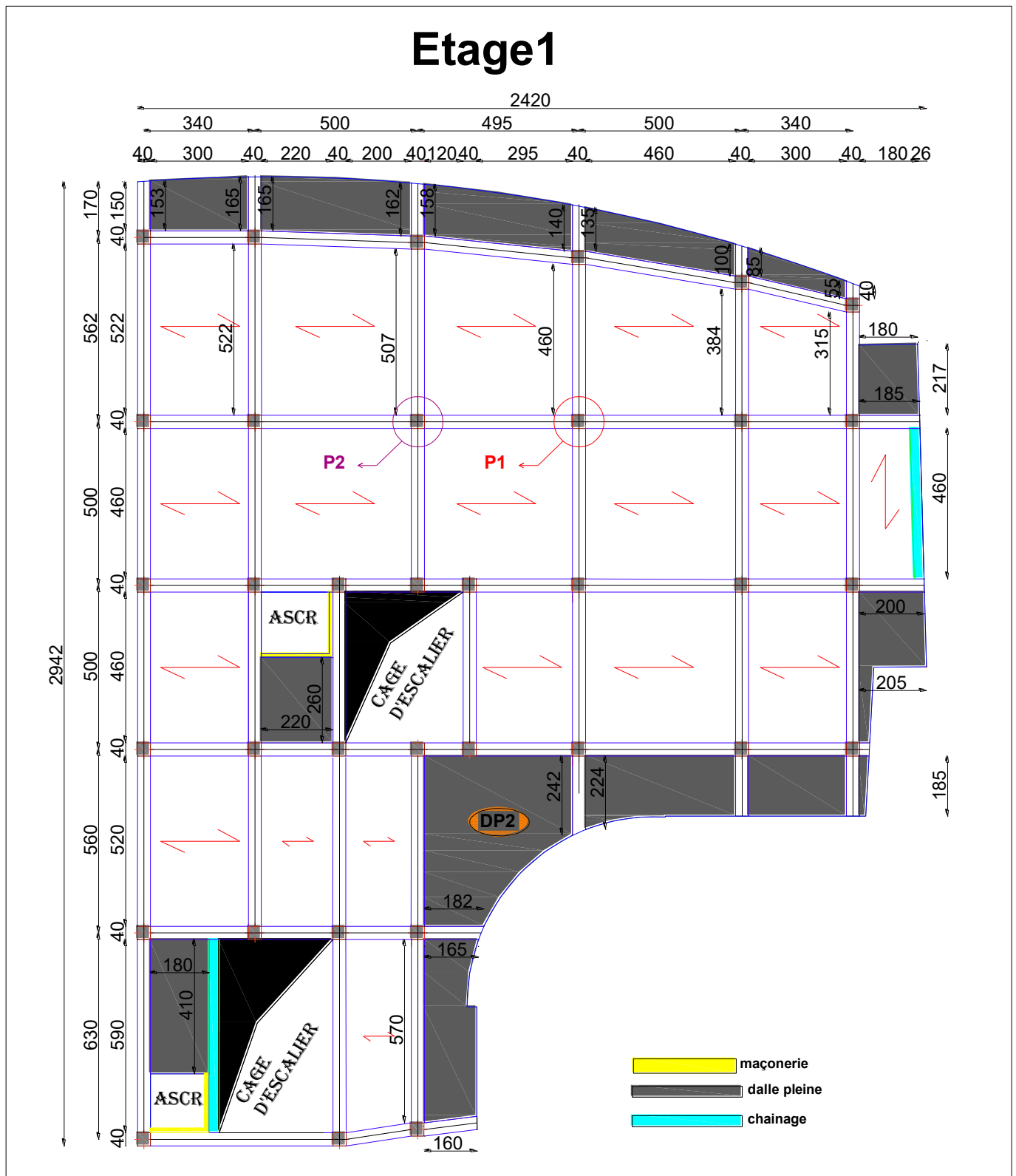


Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines étage 1.

NB : disposition des poutrelles, et emplacement des dalles pleines des autres étages (voir annexe 2).

II.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression), qui servent à transmettre des charges réparties et concentrées vers les poutres principales.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots\text{BAEL 91 (article 4.1.3)}$$

- **ht = 24 cm** : hauteur totale de la nervure
(h plancher = 24cm).
- **h0 = 4 cm** : hauteur de la dalle de compression
- **b0 = 12 cm** : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement
- **b0 = (0.4 ; 0.8) ht = (0.4 ; 0.8)*24**

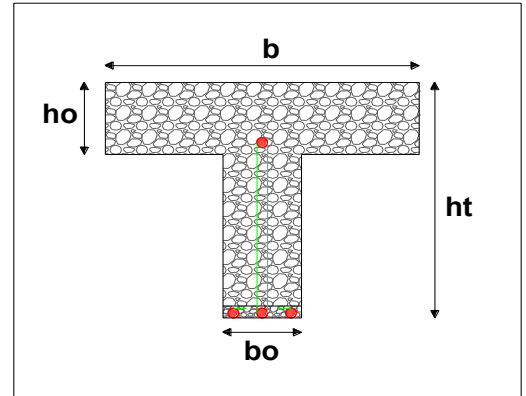


Figure II.4. Coupe transversale poutrelle.

b : Largeur efficace de la dalle qui participe à la résistance avec la nervure définie par la relation suivante :

- **Lx = 53 cm** : la distance entre nus qui sépare deux nervures (la longueur de corps creux)
- **Ly = 200 cm** : la travée minimale des différentes poutrelles entre nus d'appuis.

D'où la table de compression est prise \Rightarrow **b = 50 cm**.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant, sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux n'est plus valable, son dimensionnement dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance à la flexion**
 - $e \geq \frac{L_x}{20}$ \rightarrow Pour les dalles isostatiques.
 - $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ \rightarrow Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant ($\rho < 4$).
 - $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ \rightarrow Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant ($\rho \geq 0.4$).

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.
- **Critère de coupe- feu**
 - **e \geq 7 cm** \rightarrow Pour 1 heure de coup de feu.

- $e \geq 11 \text{ cm}$ → Pour 2 heures de coup de feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$ → Pour 4 heures de coup de feu.

• Critère d'isolation phonique (acoustique)

- $e \geq 14 \text{ cm}$ (Ce critère ne s'applique pas pour les balcons, terrasses, ...etc.).

Dans notre projet on dispose de plusieurs panneaux de dalles pleines à savoir leurs cas de charges et leurs modes d'appuis (voire les annexes). En se basant sur les critères cités ci-dessus, les résultats de calcul des épaisseurs de différents panneaux sont donnés dans le tableau suivant :

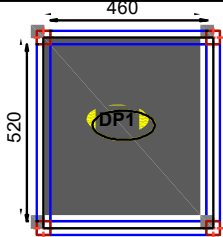
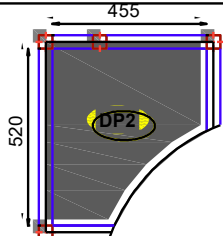
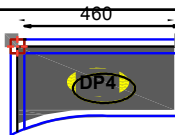
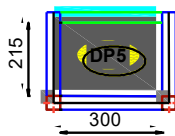
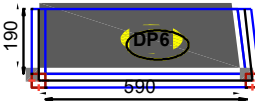
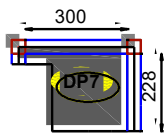
cas de charge	Panneaux	Mode d'appuis	shéma de la dalle	Lx (cm)	Ly (cm)	ξ	e calculé (cm)	e choisie (cm)
Sortie de secours (RDC)	DP1	04 appuis		460	520	0.88	11	14
Soin et remise en forme + salle de conférence (etage1)	DP2	04 appuis		455	520	0.87	11	14
Balcon (etage2)	DP4	03 appuis		185	460	0.4	4.5	14
terrasse inaccessible (etage6)	DP5	04 appuis		215	300	0.72	05	14
cuisine (etage9)	DP6	03 appuis		190	590	0.32	06	14
terrasse accessible (toiture)	DP7	02 appuis		228	300	0.76	05	14

Tableau II.1. Dimensionnement des dalles pleines.

D'après les résultats obtenus ci- dessus, on adopte le critère de **2h (e ≥ 11cm)**, et l'isolation phonique donc l'épaisseur des dalles pleines sera prise égale à **14 cm**.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

II.3.1. Poutres principales

Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles, leur pré dimensionnement s'obtient en respectant la condition de la flèche suivante :

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

➤ **L_{max} = 5.90 m** : La plus grande portée entre nus d'appuis perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{590}{15} \leq h_p \leq \frac{590}{10} \Rightarrow 39.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 59 \text{ cm} \quad \text{Soit } \begin{cases} h_p = 50 \text{ cm} \\ b_p = 35 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec : } b_p = (0.4 ; 1) h_p$$

➤ **h_p** : la hauteur de la poutre principale

➤ **b_p** : la largeur de la poutre principale.

Vérification des exigences du RPA :

- **b_p = 35 cm ≥ 20 cm** Vérifiée.
- **h_p = 50 cm ≥ 30 cm**Vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.43 \leq 4$ Vérifiée.

II.3.2. Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, leur pré dimensionnement s'obtient de la même manière :

L_{max} = 4.60 m : La plus grande portée entre nus d'appuis parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{460}{15} \leq h_s \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 46 \text{ cm} \quad \text{Soit } \begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 35 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } b_s = (0.4 ; 1) h_p$$

➤ **h_s** : la hauteur de la poutre secondaire.

➤ **b_s** : la largeur de la poutre secondaire.

Vérification des exigences du RPA :

- $b_s = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $h_s = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $\frac{h_s}{b_s} = 1.14 \leq 4$ Vérifiée

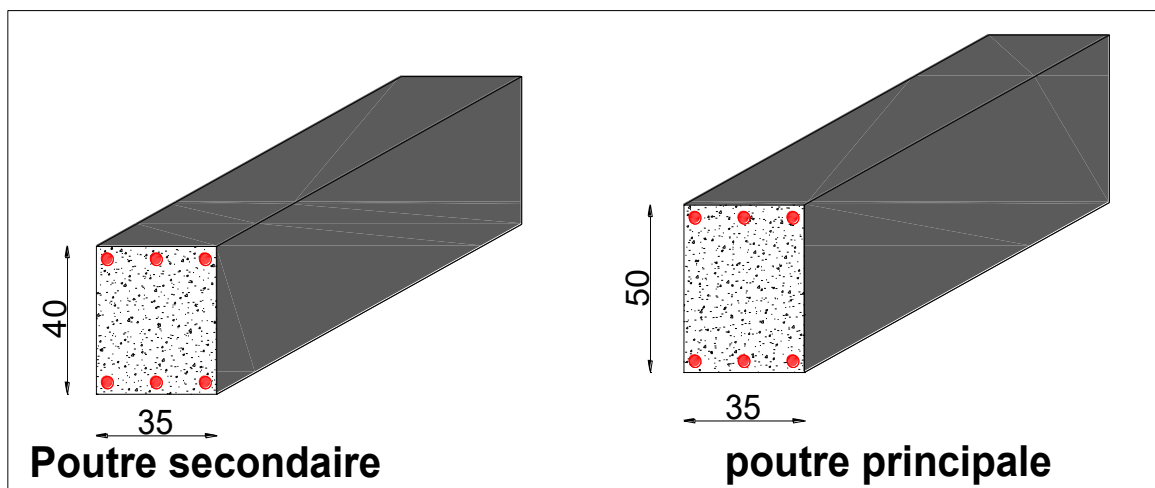


Figure II.5. Coupe transversale des poutres principales et secondaires.

II.4. L'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses inaccessibles.

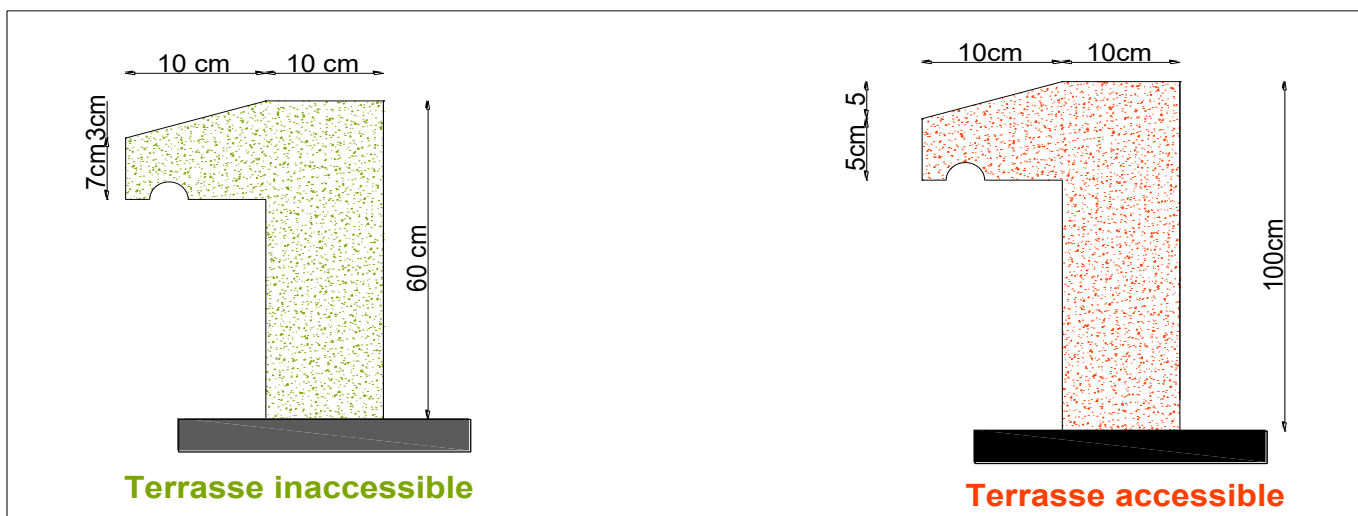


Figure II.6. L'acrotère de la terrasse accessible et inaccessible.

II.5. Les voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le **RPA 99/2003** : $e = \max (h_e/20 ; 15 \text{ cm})$ Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – hauteur de la poutre secondaire).
- e : épaisseur du voile.

Sous-sol

$$h_e = 280 - 40 = 240 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(\frac{240}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow e = \max (12 ; 15) = 15 \text{ cm.}$$

RDC

$$h_e = 400 - 40 = 360 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(\frac{360}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow e = \max (18 ; 15) = 18 \text{ cm.}$$

Autres niveaux

$$h_e = 350 - 40 = 310 \text{ cm.}$$

$$e = \max \left(\frac{310}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow e = \max (15.5 ; 15) = 15.5 \text{ cm.}$$

Au final on prend

- **Sous-sol et RDC** $e = 18 \text{ cm.}$
- **Autres étages** $e = 16 \text{ cm.}$

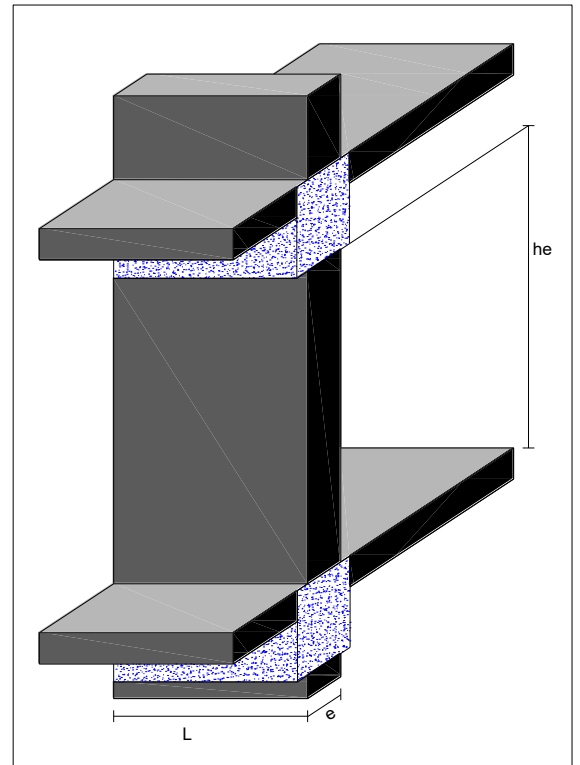


Figure II.7. Vue en 3d d'un voile.

Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \cdot e$

Des fondations jusqu' au RDC $L = 75\text{cm}$; Du 1^{er} étage jusqu'au bout $L = 65\text{cm.}$

II.6. Les escaliers

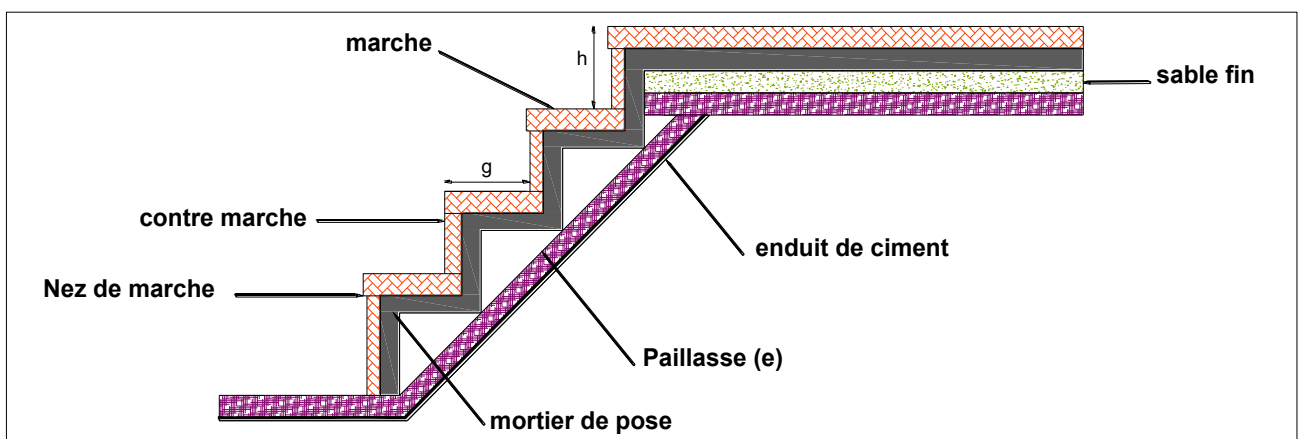


Figure II.8. Détail d'un escalier droit.

Dans notre ouvrage on a deux types d'escalier : escalier droit à deux volées Du sous-sol au RDC puis un escalier droit à trois volées du RDC au 1^{er} étage, et un escalier droit à deux volées qui reprends jusqu'à la terrasse accessible.

- Escalier type 1 droit à deux volées sous-sol au RDC

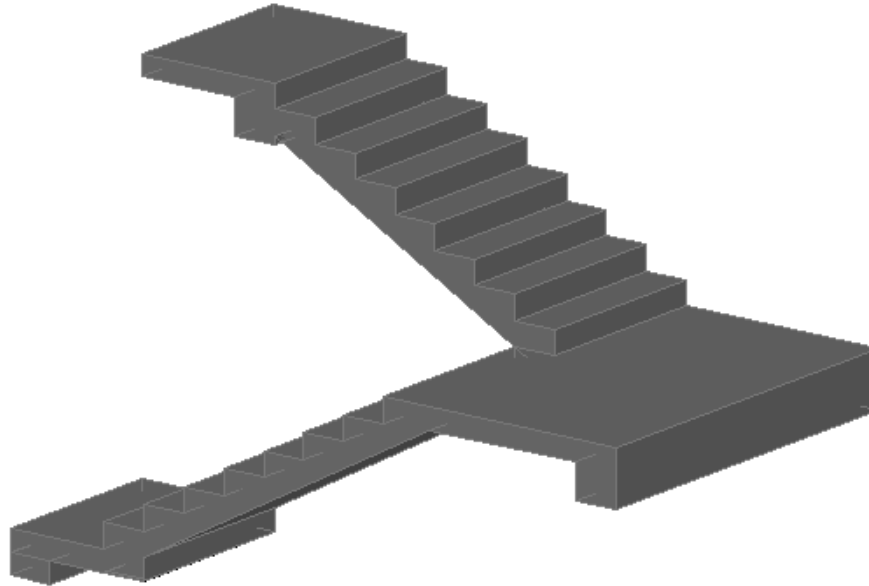


Figure II.9. Vue en 3d d'un escalier droit à deux volées.

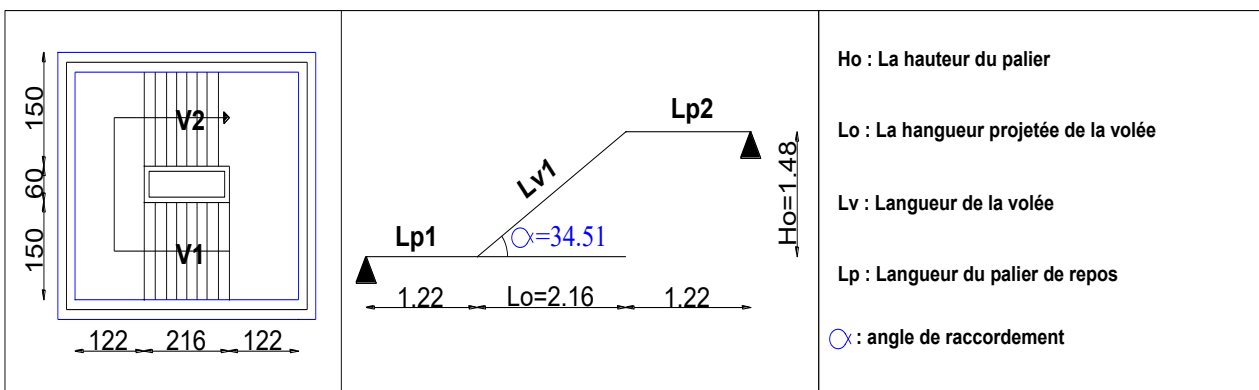


Figure II.10. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées et son schéma statique.

- Première volée :

- Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_{v1} + L_{p1} + L_{p2}$.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + Ho^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 1.22 + \sqrt{2.16^2 + 1.485^2} + 1.22 = 5.06m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{506}{30} \leq e \leq \frac{506}{20} \Rightarrow 16.88cm \leq e \leq 25.30cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{Pour deux heures de coupe-feu, donc On prend : } e = 18 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

- On a : $L_0 = 216 \text{ cm}$; $H = 148.5 \text{ cm}$.

- On fixant la hauteur des contre marches **h** à **16.5 cm**, nous aurons le nombre de contre marche égal

$$\text{à : } n = \frac{148.5}{16.5} = 9$$

Le nombre de contre marche est : **n = 9**.

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{216}{8} = 27 \Rightarrow g = 27cm.$$

$$h = \frac{Ho}{n} \Rightarrow h = \frac{148.5}{9} = 16.5 \Rightarrow h = 16.5cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : **g = 27 cm**.

La hauteur d'une contremarche est : **h = 16.5 cm**.

Donc la formule de **BLONDEL** est vérifiée ($2h+g=33+27=60$).

➤ **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{Ho}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{148.5}{216}\right) = 34.51^\circ.$$

• **Deuxième volée :**

$$g = 27 \text{ cm} ; h = 16.5 \text{ cm} ; n = 8 ; n-1 = 7 ; e = 18 \text{ cm} ; \alpha = 34.51^\circ$$

NB : dans notre projet nous disposons de six (06) cages d'escaliers déférentes, en se basant sur des relations empiriques offrant des conditions de confort aux usagers comme la relation de Blondel citée ci-dessus, les résultats de calcul des caractéristique géométriques des différents escaliers sont représentés dans le tableau suivant :

	Position	vue en plan	schéma statique	caractéristique géométriques	
Escalier type 1 (centrale)	RDC à l'étage 01		<p>volée 1 et 3</p>	<p>volée 1</p> <p>volée 3</p> <p>$g = 27 \text{ cm}$ $g = 27 \text{ cm}$ $h = 17.5 \text{ cm}$ $h = 17.5 \text{ cm}$ $n = 10$ $n = 9$ $n-1 = 9$ $n-1 = 8$ $e = 18 \text{ cm}$ $e = 18 \text{ cm}$</p>	
	Etage 01 à la terrasse accessible		<p>volée 2</p>	<p>$g = 27 \text{ cm}$ $h = 17.5 \text{ cm}$ $n = 4$ $n-1 = 3$ $e = 15 \text{ cm}$</p>	
Escalier type 2 (cotée)	Sous sol à RDC		<p>volée 1</p>	<p>$g = 27 \text{ cm}$ $h = 16.5 \text{ cm}$ $n = 9$ $n-1 = 8$ $e = 18 \text{ cm}$</p>	
			<p>volée 2</p>	<p>$g = 27 \text{ cm}$ $h = 16.5 \text{ cm}$ $n = 8$ $n-1 = 7$ $e = 18 \text{ cm}$</p>	
	RDC à l'étage 01		<p>volée 1 et 3</p>	<p>volée 1 volée 3</p> <p>$g = 27 \text{ cm}$ $g = 27 \text{ cm}$ $h = 17.5 \text{ cm}$ $h = 17.5 \text{ cm}$ $n = 10$ $n = 9$ $n-1 = 9$ $n-1 = 8$ $e = 22 \text{ cm}$ $e = 22 \text{ cm}$</p>	
	Etage 01 à la terrasse accessible		<p>volée 2</p>	<p>$g = 27 \text{ cm}$ $h = 17.5 \text{ cm}$ $n = 4$ $n-1 = 3$ $e = 15 \text{ cm}$</p>	
			<p>volée 1 et 2</p>	<p>$g = 25 \text{ cm}$ $h = 17.5 \text{ cm}$ $n = 10$ $n-1 = 9$ $e = 22 \text{ cm}$</p>	

Tableau II.2. Dimensionnement des escaliers.

Remarque : pour faciliter la réalisation des escaliers on adopte une épaisseur de **18cm** pour l'escalier central, et **22cm** pour l'escalier du cotée.

II.7. Evaluation des charges et surcharges

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Cloisons	/	/	1
5	Corps creux	/	0.24	3.30
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G				5.66
Surcharge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.3. Plancher à corps creux étage courant.

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Cloisons	/	/	1
5	Dalle pleine	25	0.14	3.50
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G				5.86
Surcharge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.4. Plancher en dalle pleine étage courant.

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.24	3.30
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G				4.66
Surcharge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.5. Plancher à corps creux terrasse accessible.

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.14	3.50

5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G				4.86
Surcharge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.6. Plancher en dalle pleine terrasse accessible.

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Protection gravier	20	0.02	0.4
2	Etanchéité	6	0.01	0.06
3	Forme de pente	22	0.1	2.2
4	Isolation thermique	2	0.04	0.08
5	Dalle pleine	25	0.14	3.5
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G				6.44
Surcharge d'exploitation Q				1.00

Tableau II.7. Plancher en dalle pleine terrasse inaccessible.

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Béton bitumineux	22	0.04	0.88
2	Gravier	20	0.04	0.8
3	Etanchéité	6	0.02	0.12
4	Dalle pleine	25	0.14	3.50
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G				5.5
Surcharge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.8. Plancher en dalle pleine sortie de secours.

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.14	3.50
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G				4.86
Surcharge d'exploitation Q				3.5

Tableau II.9. Balcon en dalle pleine.

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e[m]	Poids [KN/m ²]
1	Ciment extérieur	18	0.02	0.36
2	Brique creuse	8	0.15	1.2

3	Lame d'air	/	0.05	/
4	Brique creuse	8	0.10	0.8
5	Plâtre intérieur	10	0.02	0.2
Charge permanente G				2.56

Tableau II.10. Murs extérieurs.

1	Hall	Q=2.5KN/m²
2	Salle de conférences	Q=5KN/m ²
3	Cuisine	Q=2.5KN/m ²
4	Restaurant	Q=2.5KN/m ²
5	Hébergement	Q=2.5KN/m ²
6	Terrasse restaurant	Q=2.5KN/m ²
7	Sortie de secours	Q=2.5KN/m ²
8	Cafétéria	Q=2.5KN/m ²

Tableau II.11. Liste des surcharges d'exploitation.

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

➤ Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- ❖ Critère de résistance.
- ❖ Critère de stabilité de forme (flambement).
- ❖ Conditions de RPA.

Le poteau à étudier est celui qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent d'être les plus sollicités :

- P 1 : poteau central.
- P 2 : poteau central.

II.8.1. Pré dimensionnement du Poteau P2

Position	caractéristique géométriques	caractéristique géométriques	poids des éléments [KN]
Terrasse accessible		<p>S1 = 4.37 m²</p> <p>S2 = 3.19 m²</p> <p>S3 = 5.29 m²</p> <p>S4 = 5.23 m²</p> <p>Lpp = 4.1 m</p> <p>Lps = 4.58 m</p>	<p>Gcc=(S3+S4)4.66 = 49.02</p> <p>Gdp=(S1+S2)4.86 = 36.74</p> <p>SaffQ=SaffG+0.35(Lpp+Lps)=14.08</p> <p>Qplanch = Q*saffQ = 1.5*14.08</p> <p>Gpp = 0.35*0.5*4.1*25 = 17.97</p> <p>Gps = 0.35*0.4*4.58*25 = 16.03</p> <p>Gplanch = 85.75</p> <p>Qplanch = 21.12</p> <p>Gpoutre = 33.97</p>
Etage N° 10		<p>S1 = 4.37 m²</p> <p>S2 = 3.19 m²</p> <p>S3 = 5.29 m²</p> <p>S4 = 5.23 m²</p> <p>Lpp = 4.1 m</p> <p>Lps = 4.58 m</p>	<p>Gcc=(S3+S4)5.66 = 59.54</p> <p>Gdp=(S1+S2)5.86 = 44.30</p> <p>SaffQ=SaffG+0.35(Lpp+Lps)=21.12</p> <p>Qplanch = Q*saffQ = 2.5*21.12</p> <p>Gpp = 0.35*0.5*4.1*25 = 17.97</p> <p>Gps = 0.35*0.4*4.58*25 = 16.03</p> <p>Gplanch = 103.84</p> <p>Qplanch = 52.8</p> <p>Gpoutre = 33.97</p>
RDC à l'étage 09		<p>S1 = 5.84 m²</p> <p>S2 = 5.78 m²</p> <p>S3 = 5.29 m²</p> <p>S4 = 5.23 m²</p> <p>Lpp = 4.84 m</p> <p>Lps = 4.58 m</p>	<p>Gcc=(S1+S2+S3+S4)5.66 = 125.31</p> <p>SaffQ=SaffG+0.35(Lpp+Lps)= 25.44 m²</p> <p>Qplanch = Q*saffQ</p> <p>Gpp = 0.35*0.5*4.84*25 = 17.97</p> <p>Gps = 0.35*0.4*4.58*25 = 16.03</p> <p>Gplanch = 125.31</p> <p>Qplanch = 63.6</p> <p>Gpoutre = 37.21</p>

Tableau. II.12. Pré dimensionnement du poteau P2.

On adopte préalablement la section des poteaux, et on calcul leurs poids comme suit : $g = h b H \gamma_b$

Avec : « b et h » : Dimensions du poteau ; h : hauteur du poteau ; $\gamma_b=25KN/m^3$

Niveau	Dimensions [cm ²]	H [m]	Poids [KN]
Sous-sol	60*60	2.8	25.60
RDC	55*60	4	33.00
1 ^{er} +2 ^{ème} étages	55*55	3.5	26.47
3 ^{ème} +4 ^{ème} étages	50*50	3.5	21.87
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	45*45	3.5	17.72
7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	40*40	3.5	14.00
9 ^{ème} +10 ^{ème} étages	35*35	3.5	10.72

Tableau. II.13. Poids des différents poteaux.

La décente de charge permet l'évaluation des charges revenant au poteau le plus sollicité, on aura à considérer le poids propre de l'élément, la charge des planchers qu'il supporte (corps creux, dalles pleines), la part des cloisons qu'il lui revient, et les éléments principaux (poutres principales, et secondaires).

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous l'étage 10 : Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage 09 : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage 08 : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous l'étage 07 : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Sous l'étage 06 : $Q_0+0.80*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.
- Sous l'étage 05 : $Q_0+0.75*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+...+Q_n)$.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P2) sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	poids propres [KN]	Surcharge Q [KN]
N 11	Plancher terrasse accessible	85.76	
	Poutres poteaux 35*35 cm ²	33.97 10.72	21.12
	SOMME	130.45	21.12
N 10	Venant de N11	130.45	
	Plancher étage Poutres Poteaux 35*35 cm ²	103.84 33.97 10.72	21.12 + 52.80
	SOMME	278.98	73.92
N 09	Venant de N10	278	
	Plancher étage Poutres Poteaux 40*40 cm ²	125.31 37.21 14	21.12 +0.95* (52.80+93.6)
	SOMME	455.5	131.7
N 08	Venant de N09	455.50	
	Plancher étage Poutres Poteaux 40*40 cm ²	125.31 37.21 14	21.12 + 0.9* (52.80+2*63.6)
	SOMME	632.02	183.12

N 07	Venant de N 08	632.02	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0.85*
	Poutres	37.21	(52.80+3*63.6)
	Poteaux 45*45 cm ²	17.72	
	SOMME	812.26	228.18
N 06	Venant de N 07	130.45	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0.8*
	Poutres	37.21	(52.80+4*63.6)
	Poteaux 45*45 cm ²	17.72	
	SOMME	992.5	266.88
N 05	Venant de N 06	992.5	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0.75*
	Poutres	37.21	(52.80+5*63.6)
	Poteaux 50*50 cm ²	21.87	
	SOMME	1176.89	299.22
N 04	Venant de N 05	1176.89	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0 + 0.71*
	Poutres	37.21	(52.80+6*63.6)
	Poteaux 50*50 cm ²	21.87	
	SOMME	1361.28	329.54
N 03	Venant de N 04	1361.28	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0.69*
	Poutres	37.21	(052.80+7*63.6)
	Poteaux 55*55 cm ²	26.47	
	SOMME	1550.27	364.74
N 02	Venant de N 03	130.45	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0.67*
	Poutres	37.21	(52.80+8*63.6)
	Poteaux 55*55 cm ²	26.47	
	SOMME	1739.26	397.39
N 01	Venant de N 02	1739.26	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0.65*
	Poutres	37.21	(52.80+9*63.6)
	Poteaux 55*60 cm ²	33	
	SOMME	1934.78	427.5
N 0	Venant de N 01	1934.78	
	Plancher étage	125.31	21.12 + 0.64*
	Poutres	37.21	(52.80+10*63.6)
	Poteaux 60*60 cm ²	25.20	
	SOMME	2122.5	462
Nu = 1.35G + 1.5Q = 3558.375			

Tableau. II.14. Résultat de la descente de charges du poteau (P2).

II.8.2. Pré dimensionnement du Poteau P1

D'une manière semblable au calcul précédent, les résultats de la descente des charges réalisées sur le poteau (P1) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Etages	Poids propre G [KN]	Surcharge Q [KN]
Etage 10	96.15	22.29
Etage 9	204.63	58.44
Etage 8	373.88	115.18
Etage 7	543.13	164.85
Etage 6	716.10	208.46
Etage 5	889.07	246
Etage 4	1066.20	277.49
Etage 3	1243.32	306.91
Etage 2	1393.10	340.73
Etage 1	1425.04	372.11
RDC	1613.29	401.07
Sous-sol	1792.02	434.04
Nu=1.35G+1.5Q=3070.29KN		

Tableau. II.15. Résultat de la descente de charges du poteau (P1).

➤ Les calculs montrent que le poteau **P2** est le plus sollicité.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le BAEL exige de majorer l'effort Nu comme suit :

1. **10 %** poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
2. **15 %** poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 15%.

$$Nu' = 1.15Nu = 1.15 \times 3558.375 = 4092.13 \text{ KN} \quad ; \quad Nu' = 4092.13 \text{ KN}$$

II.9. Vérifications

II.9.1. Vérification à la compression simple

- **Vérification du poteau à la base (poteau de sous-sol)**

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{Nu'}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu'}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{4092.13 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.288 \text{ m}^2$$

Poteau de (60* 60) cm² ⇒ B=0.6*0.6 = 0.36 m² > 0.288 m².... La condition est vérifiée.

Les vérifications des autres poteaux sont récapitulées dans le tableau suivant :

Niveau	Nu' [KN]	B calculé [m²]	B [m²]	Observation
9ème+10ème étages	560.63	0.04	0.12	Vérifiée
7ème+8ème étages	1297.09	0.09	0.16	Vérifiée
5ème+6ème étages	2001.22	0.14	0.2	Vérifiée
3ème+4ème étages	2681.84	0.189	0.25	Vérifiée
1 ^{er} +2ème étages	3385.7	0.238	0.3	Vérifiée
RDC	3741.18	0.25	0.33	Vérifiée

Tableau. II.16. Vérification à la compression simple pour le poteau le plus sollicité pour tous les niveaux.

II.9.2. Vérification à la stabilité de forme (flambement)

D’après le CBA93 (Article B.8.8.1) Le poteau doit être vérifié à l’état limite de stabilité de forme (flambement) par La Formule suivante est :

$$Nu' \leq \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I) \quad \text{Avec : } Br = [(b-2) \times (h-2)] \text{ cm}^2 : \text{ section réduite}$$

A_s : Section d’armatures comprimées

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l’élancement λ

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec : } \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : λ = $\frac{l_f}{i}$ (pour les poteaux rectangulaires)

l_f = 0,7 × L₀ : Longueur de flambement. **BAEL91 (Article B.8.3.31)**

L₀: Hauteur libre du poteau = (hauteur d’étage – hauteur de la poutre principale)

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{ rayon de giration } ; \quad I = \frac{hb^3}{12} : \text{ inertie de la section.}$$

• **Vérification du Poteau au niveau du sous-sol**

L₀ = 2.80 – 0, 5 = 2.3m ⇒ l_f = 1.61 m ; I = 0.0108 ; i = 0.173 ; λ = 9.30 < 50 ; α = 0.838

Selon le BAEL : A_s ∈ [0,8 %B_r ; 1,2 % B_r] donc On prend **As = 1% B_r**

D'après la formule (I) :

$$Br \geq \frac{Nu'}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{(0.9 \gamma_b)} + \frac{f_e}{(100 \gamma_s)}\right)} = 0.22 \text{ m}^2$$

On aura : $Br = 0.58 \times 0.58 = 0.33 \text{ m}^2$ $Br = 0.33 \text{ m}^2 > 0.22 \text{ m}^2$ vérifié.

Avec la même méthode on va vérifier le poteau le plus sollicité dans chaque niveau comme suit :

Niveaux	Nu'[KN]	l [m]	λ	α	Br calculé [m²]	Br [m]	Observation
9ème+10ème étages	560.63	0.1	21	0.792	0.032	0.109	Vérifiée
7ème+8ème étages	1297.09	0.115	18.26	0.806	0.073	0.14	Vérifiée
5ème+6ème étages	2001.22	0.13	16.15	0.815	0.11	0.18	Vérifiée
3ème+4ème étages	2681.84	0.144	14.55	0.820	0.15	0.23	Vérifiée
1 ^{er} +2ème étages	3385.7	0.158	13.22	0.826	0.18	0.28	Vérifiée
RDC	3741.18	0.173	14.16	0.838	0.2	0.31	Vérifiée

Tableau. II.17. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

II.9.3. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

- $\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$ vérifiée.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ vérifiée

II.10. Conclusion

Vu que les conditions sont vérifiées, on peut opter les dimensions qu'on a proposées au-dessus :

- Plancher à corps creux : $e = (20 + 4) \text{ cm}$; Dalle pleine : $e = 14\text{cm}$.
- Epaisseur des paliers et des volées $e = 18 \text{ cm}$ et $e = 22 \text{ cm}$.
- Epaisseur des voiles : $e = 16\text{cm}$ et $e = 18\text{cm}$.
- Poutres Principales $(35 \times 50) \text{ cm}^2$; Poutres Secondaires $(35 \times 40) \text{ cm}^2$, et pour les poteaux :

Etages	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2ème	3et 4ème	5et 6ème	7et 8ème	9et 10ème
Section $b \times h [\text{cm}^2]$	60*60	55*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35

Tableau. II.18. Les dimensions des poteaux.

Chapitre III

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires, qui sont des éléments qui ne faisant pas partie du système de contreventement, ils n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Les éléments secondaires à étudier sont :

- Les planchers (plancher à corps creux, et plancher dalle pleine).
- Les escaliers.
- Acrotère.
- Poutre de chaînage.
- Etude de la rampe.
- Ascenseur.

III.2. Calculs des planchers

III.2.1 Planchers à corps creux

III.2.1.1. Etudes des poutrelles

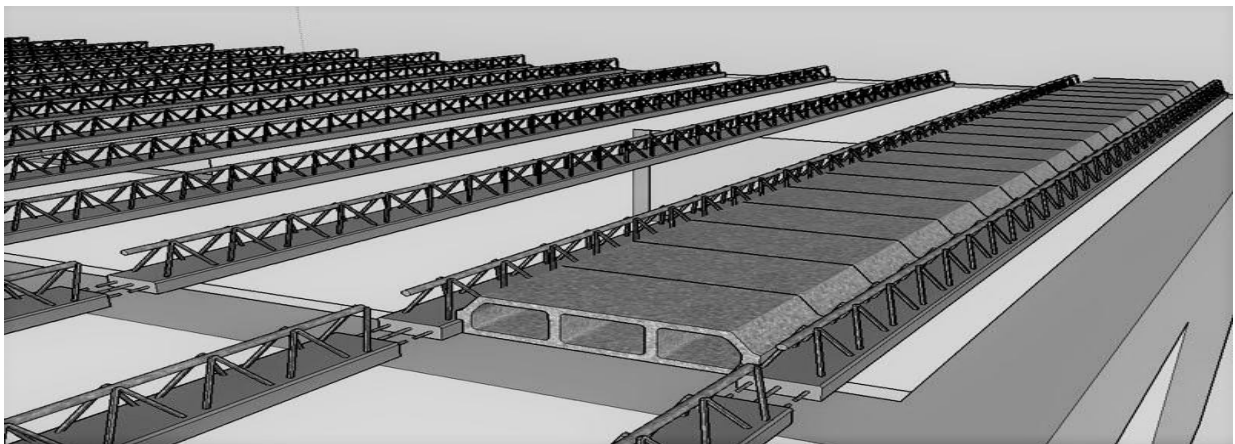


Figure III.1. Vue en 3d d'un plancher corps creux en cours de réalisation.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot. Dans notre cas on applique la méthode de Caquot (minorée).

III.2.1.2. Méthode de Caquot BAEL91 (Annexe E.2)

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des 3 moments que Caquot à légèrement modifié, et simplifié pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non-parfaites du béton armé. Pour cela, il a remplacé les points des moments nuls des appuis de rive fictifs, donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives l'_g et l'_d , Avec :

$$\begin{cases} l' = l & \rightarrow \text{travée de rive} \\ l' = 0.8l & \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Le moment à l'appui est obtenu en appliquant la méthode des trois moments :

$$1) M_i = - \frac{q_g l'_g{}^3 + q_d l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \quad (\text{sous chargement reparties seulement})$$

$$2) M_i = - \frac{k_g P_g l'_g{}^2 + k_d P_d l'_d{}^2}{l'_g + l'_d} \quad (\text{sous chargement concentrés})$$

- **Moment max en travée M_t**

Pour le calcul des moments en travée M_t , on isole la travée considérée et on applique la méthode des sections :

$$M(x) = M_0(x) + (1 - \frac{x}{l}) M_d \quad \text{Avec} : \begin{cases} M_0(x) = \frac{x}{2} (L - x) \\ \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode classique (RDM) au niveau des

$$\text{appuis : } V_g = V_0^g - \frac{M_g - M_d}{l} \quad ; \quad V_d = V_0^d - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\text{Avec : } V_0^g = ql/2 \quad ; \quad V_0^d = -ql/2$$

III.2.1.3. Méthode de Caquot minorée

Cette méthode est appliquée quand la 2^{ème}, la 3^{ème} ou la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. On minore la charge permanente G , par $G' = \frac{2}{3} G$ pour calculer les moments au niveau des appuis intermédiaire seulement.

III.2.1.4. Les différents types des poutrelles

Type	Schéma statique
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	
Type 05	
Type 06	
Type 07	
Type 08	
Type 09	

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

III.2.1.5. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

1. A l'ELU : $P_u = l_0 \times (1.35 G + 1.5 Q)$
2. A l'ELS : $P_s = l_0 \times (G + Q)$

Avec : $l_0 = 0.65$: entre axe des poutrelles.

Pour avoir les sollicitations maximales dans les poutrelles on a calculé les types suivants :

Type de poutrelle	Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Lo [m]
Type 1, 5, et 7	Terrasse accessible	4.66	1.5	0.65
Type 2, et 6	Etage courant	5.66	2.5	0.65
Type 3	Salle de conférence	5.66	5	0.65

Tableau III.2.les types des poutrelles à étudier.

III.2.1.6. Exemples de calcul poutrelle

❖ Type 02 (étage courant)

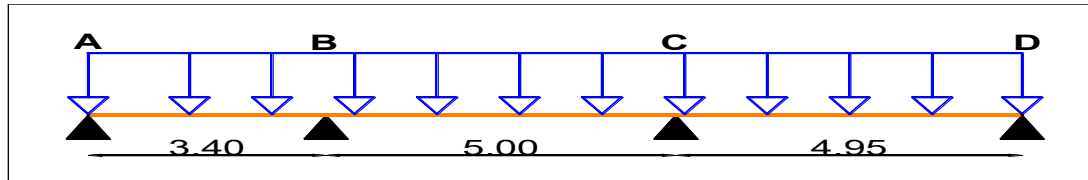


Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle type 02(étage courant).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.66, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 3.40 / 5.00 = 0.68$ n'est pas compris entre 0.8 et 1.25.....**pas vérifiée.**
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- F.P.N..... vérifiée.

La 2ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite pour le type 02, car le rapport (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié pour ce type, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée. On

applique alors la méthode de **Caquot minorée** : $G' = \frac{2}{3} \times 5.66$ donc **$G' = 3.77 \text{ KN/m}^2$** .

➤ Calcul des sollicitations

A l'ELU : $P_u' = l_0 \times (1.35 G' + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 3.77 + 1.5 \times 2.5) = 5.74 \text{ KN/m}$.

A l'ELS : $P_s' = l_0 \times (G' + Q) = 0.65 \times (3.77 + 2.5) = 4.07 \text{ KN/m}$.

➤ Moments aux appuis intermédiaires B et C

Appui B $q_{du} = q_{gu} = 5.74 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$; $q_{ds} = q_{gs} = 4.07 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$; $l'_g = 3.4\text{m}$; $l'_d = 4.00\text{m}$.

A l'ELU : $M_{bu} = - \frac{5.74 \times 3.4^3 + 5.74 \times 4^3}{8.5(3.4+4.00)} = -9.43 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_{bs} = - \frac{4.07 \times 3.4^3 + 4.07 \times 4^3}{8.5(3.4+4.00)} = -6.68 \text{ KN.m}$

Appui C $q_{du} = q_{gu} = 5.74 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$; $q_{ds} = q_{gs} = 4.07 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$; $l'_g = 4.00\text{m}$; $l'_d = 4.95\text{m}$.

A l'ELU : $M_{cu} = - \frac{5.74 \times 4.00^3 + 5.74 \times 4.95^3}{8.5(4.00+4.95)} = -13.98 \text{ KN.m}$

A Γ ELS :
$$M_{cs} = - \frac{4.07 \times 4.00^3 + 4.07 \times 4.95^3}{8.5(4.00+4.95)} = -9.91 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant

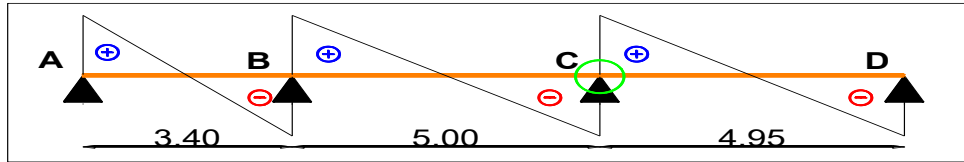


Figure III.3. Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle type 02 (étage courant).

Travée AB $V_0 = q_u \times l/2 = 12.58 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.40 \text{ KN/m}$.

$V_A = 12.58 - \frac{0+9.43}{3.40} = 9.80 \text{ KN}$; $V_B = -12.58 - \frac{0+9.43}{3.40} = -15.35 \text{ KN}$.

Travée BC $V_0 = q_u \times l/2 = 18.75 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.40 \text{ KN/m}$.

$V_B = 18.75 - \frac{(-9.43)+13.98}{5.00} = 17.84 \text{ KN}$; $V_C = -18.75 - \frac{(-9.43)+13.98}{5.00} = -19.67 \text{ KN}$.

Travée CD $V_0 = q_u \times l/2 = 18.31 \text{ KN}$ avec : $q_u = 7.40 \text{ KN/m}$.

$V_C = 18.361 - \frac{(-13.98)-0}{4.95} = 21.13 \text{ KN}$; $V_D = -18.31 - \frac{(13.98)-0}{4.95} = -15.48 \text{ KN}$.

❖ Type 06 (étage courant)

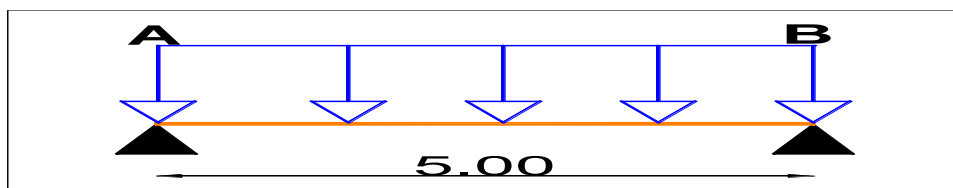


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 06 (isostatique).

➤ Moments aux appuis

$M_A = M_B = 0$, seulement le BAEL exige de mettre des aciers de fissurations équilibrant un moment fictif : $M = -0.15M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$; Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = (1.35G + 1.5Q)l_0 = 7.40 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q)l_0 = 5.30 \text{ KN/m} \end{array} \right.$

$$M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 23.12 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 16.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_A = M_B = -0.15M_0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_A^u = -3.47 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_A^s = -2.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

$$M^{AB} = M_0 = ql^2/8 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_{AB}^u = 23.12 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{AB}^s = 16.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les efforts tranchants**

$$V_A = 18.5 \text{ KN}$$

$$V_B = -18.5 \text{ KN}$$

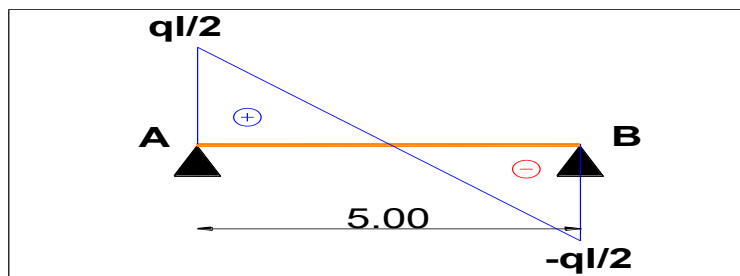


Figure III.5. Diagramme d'efforts tranchants (type isostatique).

❖ **Type 03 (salle de conférences)**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $L_i / l_{i+1} = 3.45/5.00 = 0.68$ n'est pas compris entre 0.8 et 1.25.....**pas vérifiée.**

On applique alors la méthode de **Caquot minorée** : $G' = \frac{2}{3} \times 5.66$ donc $G' = 3.77 \text{ KN/m}^2$.

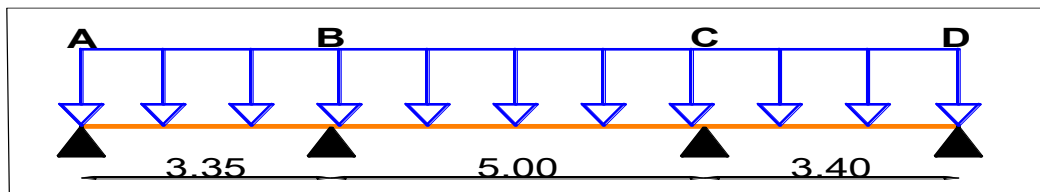


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle type 03 (salle de conférences).

➤ **Calcul des sollicitations**

A l'ELU : $P_u' = l_0 \times (1.35 G' + 1.5 Q) = 0.65 \times (1.35 \times 3.77 + 1.5 \times 5) = 8.18 \text{ KN/m.}$

A l'ELS : $P_s' = l_0 \times (G' + Q) = 0.65 \times (3.77 + 5) = 5.7 \text{ KN/m.}$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires B et C**

Appui B $q_{du} = q_{gu} = 8.18 \frac{KN}{m}$; $q_{ds} = q_{gs} = 5.7 \frac{KN}{m}$; $l'_g=3.35m$; $l'_d=4.00m$.

A l'ELU : $M_{bu} = -\frac{8.18 \times 3.35^3 + 8.18 \times 4^3}{8.5(3.35+4.00)} = -13.3 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_{bs} = -\frac{5.7 \times 3.35^3 + 5.7 \times 4^3}{8.5(3.35+4.00)} = -9.27 \text{ KN.m}$

Appui C $q_{du} = q_{gu} = 8.18 \frac{KN}{m}$; $q_{ds} = q_{gs} = 5.7 \frac{KN}{m}$; $l'_g=4.00m$; $l'_d=3.40m$.

A l'ELU : $M_{cu} = -\frac{8.18 \times 4.00^3 + 8.18 \times 3.4^3}{8.5(4.00+3.4)} = -13.43 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_{cs} = -\frac{5.7 \times 4.00^3 + 5.7 \times 3.4^3}{8.5(4.00+3.4)} = -9.36 \text{ KN.m}$

➤ Effort tranchant max

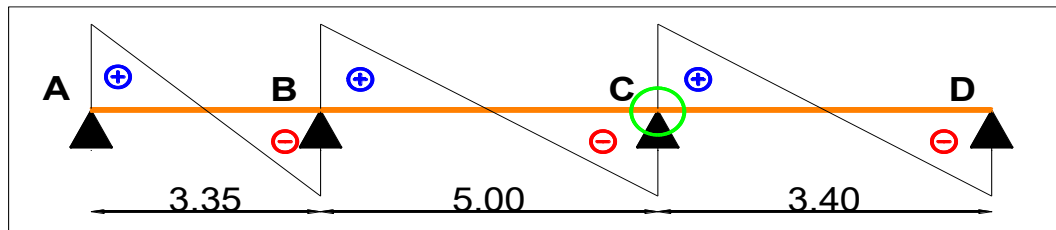


Figure III.7. Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle type 03.

Travée CD $V_0 = qu \times l/2 = 16.73KN$ avec : $qu = 8.84KN/m$.

$V_C = 16.73 - \frac{(-13.43)-0}{3.4} = 20.6 \text{ KN}$; $V_D = -16.73 - \frac{(-13.43)-0}{3.40} = -12.78 \text{ KN}$.

Commentaire : Il existe une légère différence entre les sollicitations retrouvées au niveau de l'étage courant et la salle de conférence, les sollicitations maximales sont représentées dans tableau suivant :

Position	ELU	ELS
$M_t \text{ max [KN.m]}$	23.12	16.56
$Ma^{int} \text{ max [KN.m]}$	-13.98	-9.91
$Ma^{riv} \text{ max [KN.m]}$	-3.47	-2.48
$V \text{ max KN}$	21.13	

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les poutrelles.

III.2.1.7. Ferrailage des poutrelles (étage courant)

Les poutrelles seront calculées comme une section en (T) à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est : $M_{Tu} = b h_0 f_{bu} (d - \frac{h_0}{2})$ avec :

$$\begin{cases} b = 50\text{cm}, b_0 = 12\text{ cm}, h_t = 24\text{cm}, h_0 = 4\text{cm}, f_e = 400\text{ MPa}, f_{c28} = 25\text{ MPa.} \\ \text{FPN} \rightarrow C = 2\text{ cm}, d = 22\text{ cm} \end{cases}$$

III.2.1.7.1. Calcul à l'ELU

❖ Ferrailage longitudinale

➤ Ferrailage en travée $M_t^{\max} = 23.12\text{ KN.m}$

$$M_{Tu} = b h_0 f_{bu} (d - \frac{h_0}{2}) \rightarrow 0.5 \times 0.04 \times 14.2 (0.22 - \frac{0.04}{2}) = 56.8\text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 56.8\text{ KN.m} > M_{tu}^{\max} = 23.12\text{ KN.m} \rightarrow$ on calcul une section rectangulaire (**b × h**).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.02312}{0.5 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.067 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.7391 \times 10^{-3} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_1} = 0.6680$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.668 (1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.3916$$

$\mu_{bu} = 0.067 < \mu_1 = 0.3916 \rightarrow A' = 0$: pas d'armature comprimée.

$$A_t = \frac{M_{tu}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.086 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - (0.4 \times 0.086)) = 0.212\text{m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{0.023121}{0.212 \times 348} = 3.13 \times 10^{-4}\text{ m}^2 = 3.13\text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{ MPa}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times 0.5 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_t^{\min} = 1.13 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 3.13 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

➤ Ferrailage aux appuis

On calcule la section ($b_0 \times h$) car les moments aux appuis sont négatifs, ce qui veut dire que la table est tendue. Donc elle n'intervient pas dans la résistance ce qui revient à calculer la nervure en section ($\mathbf{b_0 \times h}$).

a) Appuis intermédiaire $M_a^{\text{inter}} = -13.98 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{rive}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{13.98 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times 0.22^2} = 0.169 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_1 = 0.6680 ; \varepsilon_1 = 1.7391 \times 10^{-3} ; \mu_l = 0.3916$$

$\mu_{bu} = 0.169 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$: pas d'armature comprimée.

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{z f_{st}} \rightarrow \begin{cases} f_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.232 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - (0.4 \times 0.232)) = 0.199 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{13.98 \times 10^{-3}}{0.199 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$A_a^{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{a\text{cal}} = 2.02 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

b) appuis de rive $M_a^{\text{rive}} = -3.47 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^{\text{max}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.00347}{0.04 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.126 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} ; \alpha = 0.169 ; z = 0.205$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z f_{st}} = \frac{3.47 \times 10^{-3}}{0.205 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{t\text{cal}} = 0.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Choix des barres (Annexe 4) :**

- **En travées :** $A=3.13 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 3HA 12 = 3.39 cm²
- **En appui intermédiaire :** $A= 2.02 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 2HA12 =2.26 cm²
- **En appuis de rive** $A= 0.48 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 1HA 12 = 1.13 cm²

➤ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) $V_u = V_{\max} = 21.13 \text{ KN}$.**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{21.13 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.8 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.3333 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.8 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée (Pas de risque de cisaillement).}$$

❖ **Ferrailage transversale**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{L\min}, \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{240}{35}, \Phi_{\min}, \frac{120}{10} \right) \rightarrow = \min (6.86 \text{ mm} ; 6 \text{ mm} ; 12 \text{ mm})$$

On prend $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ soit $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

• **Espacements :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min [0.9 d ; 40 \text{ cm}] = 19.8 \text{ cm} \dots\dots\dots (1) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = 47.5 \text{ cm} \dots\dots\dots (2) \\ S_t = \frac{0.8 A_t f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 f_{t28}]} = 89.41 \text{ cm} \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Donc $S_t \leq 19.8 \text{ cm}$ soit un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

a. Appuis de rive $V_u = 21.13 \text{ KN}$

$$A_{l\min} \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{21.13 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} \quad \text{donc } A_{l\min} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(21.13 \times 10^{-3} - \frac{0.0139}{0.9 \times 0.22} \right) \times \frac{1.15}{400} \quad \text{donc } A_l = -1.142$$

$A_l < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = \min(0.9d ; \text{largueur de l'appui} - 2c) = \min(0.9 \times 22 ; 35 - 4) = 19.8 \text{ cm}$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.1586 \text{ MN.}$$

$21.13 \text{ KN} \leq 158.6 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

- **Vérification du cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9dbb_0} = \frac{21.13 \times 10^{-3} \left(\frac{0.5-0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.5 \times 0.04} = 1.01 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots$ vérifiée : pas de risque de rupture.

III.2.1.7.2. Calcul à l'ELS

- ❖ **Etat limite de compression**

1. **En travée**

- **Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots\dots\dots \text{(BEAL91.L.III.3)}$$

$$H = \frac{0.5 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04)$$

$H = -5.153 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, vérification de la contrainte pour une section en T.

- **Calcul de y**

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

$$6y^2 + 202.85y - 1422.7 = 0 \dots\dots (1), \text{ Solution de l'équation (1) : } y = \mathbf{5.96cm}$$

➤ **Moment d'inertie I de la section efficace**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{(y-h_0)^3}{3} (b-b_0) + 15A (d-y)^2 \quad \mathbf{I = 16515.87cm^4}$$

➤ **Contrainte de compression**

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.56 \times 10^{-3}}{16515.87 \times 10^{-8}} \times 0.0596$

$$\sigma_{bc} = 5.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée (BEAL91.E.III.2)}$$

2. En appui intermédiaire

➤ **Position de l'axe neutre**

- $H = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A (d - h_0) + 15A' (h_0 - d') \dots\dots\dots \text{(BEAL91.L.III.3)}$
- $H = \frac{0.5 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04)$
- $H = -2.102 \times 10^{-4} \text{ m}^3 < 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la nervure, vérification de la contrainte pour une section en T.}$

➤ **Calcul de y et I**

$$y = \mathbf{4.88cm} \quad ; \quad \mathbf{I = 11864.17cm^4}$$

➤ **Contrainte de compression**

$$\sigma_{bc} = \frac{9.91 \times 10^{-3}}{11864.17 \times 10^{-8}} \times 0.0488$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée (BEAL91.E.III.2).}$$

❖ **Etat limite de déformation (calcul de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93**, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire, On prendra la poutrelle type 06 (isostatique) comme exemple

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \\ h \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} l \\ L \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 3.39cm^2 > 2.37 \dots \dots \dots \text{condition non satisfaite} \\ h = 0.24 < 0.33 \dots \dots \dots \text{condition non satisfaite} \\ 5.00m < 8m \dots \dots \dots \text{condition satisfaite} \end{array} \right.$$

Puisque La 1^{er} et la 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiées, on doit calculer la flèche.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad l = 5.00m \leq 5m \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5.00}{500} = 10 \text{ mm, Avec :}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL 91modifiées 99.}$$

f_{gv} et **f_{gi}** : flèches dues aux charges permanentes déferée totales

f_{ji} : flèche dues aux charges permanentes 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 travées selon le chargement considéré**

$$q_{jser} = 0.65 \times j = 0.65 \times 3.30 = 2.145 \text{ KN/m} \rightarrow \text{charge permanente sans revêtement.}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.66 = 3.68 \text{ KN/m} \rightarrow \text{la charge permanente qui revient à la poutrelle.}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 (5.66+2.5) = 8.16 \text{ KN/m} \rightarrow \text{la charge et la surcharge.}$$

Puisque le moment en travée maximal M_t^{max} se trouve dans la poutre isostatique, donc le M_{ser} va être calculé comme suit : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{jser} = 0.85 \times \frac{2.145 \times 5^2}{8} = 5.69 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.85 \times \frac{3.68 \times 5^2}{8} = 9.78 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.85 \times \frac{5.3 \times 5^2}{8} = 14.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Propriétés de la section**

$$y=5.96cm \ ; \ I=16515.87 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.69 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0596)}{16515.87 \times 10^{-8}} = 82.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{9.78 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0596)}{16515.87 \times 10^{-8}} = 142.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{14.08 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.0596)}{16515.87 \times 10^{-8}} = 205.11 \text{ MPa}$$

➤ **Les coefficients λ et μ**

λ et μ sont définis par le **BAEL (B.6.5, 2)** pour prendre en considération la fissuration de béton comme suit :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 22} = 0.012$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{0.12}{0.5}) 0.012} = 3.00 \dots \dots \dots \text{Déformation instantané.} \\ \lambda_v = 2/5 \lambda_i = 1.2 \dots \dots \dots \text{Déformation déferé.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}) = 0.395 \\ \mu_g = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}) = 0.588 \\ \mu_p = \max(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}) = 0.692 \end{array} \right.$$

➤ **Position du centre de gravité**

$$y_g = \frac{(b \times h_0 \times \frac{h_0}{2}) + [b_0(h-h_0)(\frac{h-h_0}{2} + h_0)] + (15 \times A \times d)}{(b \times h_0) + b_0(h-h_0) + 15 \times A}$$

$$y_g = \frac{(50 \times 4 \times 2) + [12(24-4)(\frac{24-4}{2} + 4)] + (15 \times 3.39 \times 22)}{(50 \times 4) + 12(24-4) + 15 \times 3.39} \quad \text{donc :} \quad y_g = 9.94 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h-y_g)^3}{3} - (b-b_0) \frac{(y_g-h_0)^3}{3} + 15 \times A(d-y_g)^2$$

$$I_0 = \frac{50 \times 9.94^3}{3} + 12 \frac{(24-9.94)^3}{3} - (50-12) \frac{(9.94-4)^3}{3} + 15 \times 3.39(22-9.94)^2 ; I_0 = 32227.26 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurée

$$\left\{ \begin{aligned} I_{fji} &= \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 32227.26}{1 + 3 \times 0.395} = 16224.25 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} &= \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 32227.26}{1 + 3 \times 0.588} = 12558.44 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} &= \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 32227.26}{1 + 3 \times 0.692} = 11524.7 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} &= \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 32227.26}{1 + 1.2 \times 0.588} = 20784.46 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

➤ **Modules de Yong instantanés et déferé**

$$\left\{ \begin{aligned} E_v &= 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.8656 \text{ MPa} \\ E_i &= 3 \times E_v = 32456.5968 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

➤ **Calcul des flèches**

$$\left\{ \begin{aligned} f_{ji} &= \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5.69 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.5968 \times 16224.25 \times 10^{-8}} = 0.27 \text{ cm} \\ f_{gi} &= \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{9.78 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32456.5968 \times 12558.44 \times 10^{-8}} = 0.6 \text{ cm} \\ f_{pi} &= \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{14.08 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 32456.5968 \times 11524.7 \times 10^{-8}} = 0.94 \text{ cm} \\ f_{gv} &= \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{9.78 \times 10^{-3} \times 3.7^2}{10 \times 10818.8656 \times 20784.46 \times 10^{-8}} = 1.08 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1.08 - 0.27) + (0.94 - 0.6)$$

$\Delta f_i = 1.15 \text{ cm} > \bar{f} = 1.00 \text{ cm}$ **La flèche n'est pas vérifiée.**

On doit augmenter la section d'acier, soit **A=3HA14** et les résultats de calcul sont les suivant :

Y [cm]	I [cm ⁴]	Io [cm ⁴]	Ifji [cm ⁴]	Ifgi [cm ⁴]	Ifpi [cm ⁴]	I fgv [cm ⁴]	Δf [cm]	Fadm [cm]	Obs
6.54	21226	34814	19617	16233	14868	24808	0.95	1	OK

Tableau III.4. Vérification de la flèche pour la poutrelle type 06.

III.2.1.8. Ferrailage des poutrelles de la terrasse accessible

Les résultats de calcul du ferrailage des poutrelles de la terrasse accessibles sont les suivant :

Position	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]
En travée	9.19	0.026	0.033	0.217	1.22	1.33	3HA10=2.36
En appui intermédiaire	-7.81	0.094	0.12	0.21	1.07	0.32	2HA10=1.57
En appuis de rive	-1.2	0.032	0.041	0.216	0.16	0.32	1HA10=0.79

Tableau III.5. Ferrailage des poutrelles Terrasse accessible à l'état limite ultime (ELU).

Pour le ferrailage choisis ($A=3HA10=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse accessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers, soit $A=3.39 \text{ cm}^2 = 3HA12$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

L[m]	At[cm ²]	Mjs[KN.m]	Mgs[KN.m]	Mps[KN.m]	I[cm ⁴]	Io[cm ⁴]
5	3.39	6.70	9.45	12.51	17397	35677
Y [cm]	Ifji[cm ⁴]	Ifgi[cm ⁴]	Ifpi[cm ⁴]	Ifgv[cm ⁴]	Δf [cm]	Fadm[cm]
5.13	15415	13477	12366	22205	0.88	1

Tableau III.6. Vérification de la flèche pour les poutrelles de la terrasse accessible.

Après calcul on opte pour le ferrailage illustré dans le tableau ci-dessous :

plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC et étages courants			

Tableau III.7. Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant et RDC.

plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse accessible			

Tableau III.8. Schémas de ferrailage des poutrelles terrasse accessible.

III.2.1.9. Etude de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance $f_{eE} = 400$ MPa

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

On choisit : $5 \phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St=25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

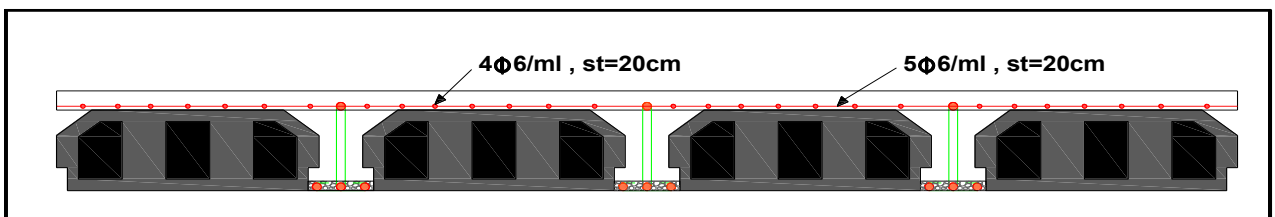


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Etudes des dalles pleines

III.2.2.1. Dalle sur trois appuis

On prend le cas d'une dalle pleine sur trois appuis (D6) comme exemple de calcul.

schéma statique	caractéristiques	Dalle
	<p>$G = 5.86 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ $\beta = 0.32$ Donc la dalle travaille dans un seul sens.</p>	

Tableau III.9. Dalle pleine sur trois appuis.

- Calcul des sollicitations

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = \gamma \times v$$

γ : poids volumique de la brique creuse ($\gamma=8\text{KN/m}^3$)

V : volume du mur en double cloisons, $V=(e_{\text{ext}}+e_{\text{int}}) \times H \text{ étage} \times 1\text{ml}$.

$$P = 8 \times (0.15+0.1) \times 3.5 \times 1\text{ml} ; P = 7.00 \text{ KN}$$

III.2.2.2. Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 11,26 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 9.45 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment**

$$M_u = -[(q_u \times l^2)/2] + p_u \times l = -[(11,66 \times 1.9^2)/2] + 9.45 \times 1.9 ; M_u = -39.00 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,66 \times 1,9 + 9.45 ; V_u = 31.6 \text{ KN}$$

III.2.2.3. Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 8.36 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 7.00 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment**

$$M_s = -[(q_s \times l^2)/2] + p_s \times l = -[(8.366 \times 1.9^2)/2] + 7 \times 1.9 ; M_s = -28.39 \text{ KN.m}$$

III.2.2.4. Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.19 < \mu_l = 0.39 \rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.266 ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.107 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{39 \times 10^{-3}}{348 \times 0.107} = 10.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1/400 = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ On choisit } 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement des armatures**

$$St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$St \leq 100/7 = 14.28 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 14 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_y = A_t/3 = 3.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit} \quad A_y = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$St \leq \min 100/3 = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit} \quad St = 20 \text{ cm}$$

➤ Vérifications de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{31.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.26 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérifications des contraintes

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \rightarrow 50y^2 + 169.65y - 2035.8 \quad \text{donc} \quad Y = 4.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 = \left(\frac{100}{3}\right)(4.9)^3 + 15 \times 11.31 \times (12-4.9)^2 \quad \text{donc} \quad I = 12473.68\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser} \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 28.39 \times 10^{-3} \frac{0.049}{12473.68 \times 10^{-8}} = 11.15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11.15\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée (pas de risque de fissuration de béton).

Les résultats de calcul des différentes dalles pleines sont illustrées dans les tableaux suivants :

➤ Sollicitations dans les dalles pleines

Types	Sollicitations							
	ELU					ELS		
	M ^t x [KN.m]	M ^t y [KN.m]	Ma [KN.m]	Vx [KN]	Vy [KN]	M ^t x [KN.m]	M ^t y [KN.m]	Ma [KN.m]
D1	8.44	6.27	5.62	17.13	20.14	6.93	5.69	4.62
D2	8.79	6.37	5.86	17.68	21.09	7.21	5.82	4.81
D4	36.65	10.59	21.55	7.28	5.16	25.94	7.49	15.25
D5	2.32	1.07	1.65	7.30	11.25	1.85	1.12	1.83
D7	7.43	9.51	6.34	6.69	2.99	5.36	6.86	4.57

Tableau III.10. Calcul des sollicitations.

➤ Vérification de l'effort tranchant

Types	V max [KN]	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
D1	17.13	$0.15 \leq 1.17$	OK

D2	21.09	$0.160 \leq 1.17$	OK
D4	7.28	$0.066 \leq 1.25$	OK
D5	11.25	$0.089 \leq 1.25$	OK
D7	6.69	$0.055 \leq 1.25$	OK

Tableau III.11. Vérification de l'effort tranchant.

➤ Ferrailage a l'ELU

Type	Sens	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	A _{min}	A choisi	St
D1	Travée xx	8.44	0.041	0.052	0.117	2.06	1.18	4HA10=3.14	25
	Travée yy	6.27	0.03	0.039	0.118	1.52	1.12	4HA10=3.14	25
	Appuis xx	5.62	0.027	0.034	0.118	1.36	1.18	4HA8=2.01	25
	Appuis yy	4.18	0.02	0.025	0.118	1.01	1.12	4HA8=2.01	25
D2	Travée xx	8.79	0.043	0.055	0.117	2.15	1.19	4HA10=3.14	25
	Travée yy	6.37	0.031	0.039	0.118	1.55	1.12	4HA8=2.01	25
	Appuis xx	5.86	0.028	0.036	0.218	1.42	1.19	3HA8=1.51	33
	Appuis yy	4.24	0.02	0.026	0.118	1.02	1.12	3HA8=1.51	33
D4	Travée xx	36.65	0.213	0.304	0.096	10.90	1.45	7HA14=10.78	14
	Travée yy	10.59	0.061	0.079	0.106	2.86	1.12	4HA10=3.14	25
	Appuis xx	21.55	0.125	0.168	0.10	6.04	1.45	6HA12=6.79	15
	Appuis yy	6.23	0.036	0.046	0.10	1.65	1.12	3HA8=1.51	33
D5	Travée xx	2.32	0.013	0.017	0.109	0.61	1.28	4HA8=2.01	25
	Travée yy	1.07	0.006	0.007	0.109	0.28	1.12	4HA8=2.01	25
	Appuis xx	1.55	0.009	0.011	0.109	0.18	1.28	3HA8=1.51	33
	Appuis yy	0.70	0.004	0.005	0.109	0.18	1.12	3HA8=1.51	33
D7	Travée xx	7.43	0.043	0.055	0.107	1.98	1.25	4HA10=3.14	25
	Travée yy	9.51	0.055	0.071	0.106	2.56	1.12	4HA10=3.14	25
	Appuis xx	4.95	0.028	0.036	0.108	1.31	1.25	4HA8=2.01	25
	Appuis yy	6.69	0.037	0.047	0.107	1.68	1.12	4HA8=2.01	25

Tableau III.12. Calcul du ferrailage à l'ELU.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Types	Sens	Ms[KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs
D1	Travée xx	6.93	4.29	9765	$3.05 \leq 15$	OK	/	/
	Travée yy	5.69	3.21	56572	$3.23 \leq 15$	OK	/	/
	Appuis xx	4.62	3.55	68465	$2.4 \leq 15$	OK	/	/
	Appuis yy	3.79	3.21	56572	$2.15 \leq 15$	OK	/	/
D2	Travée xx	7.21	4.29	9765	$3.17 \leq 15$	OK	/	/
	Travée yy	5.82	3.21	5657.2	$3.31 \leq 15$	OK	/	/
	Appuis xx	4.87	3.5	6846.5	$2.5 \leq 15$	OK	/	/
	Appuis yy	3.88	3.21	5657.2	$2.2 \leq 15$	OK	/	/
	Travée xx	25.95	5.11	43503	$3.05 \leq 15$	OK	$52.63 \leq 201.63$	OK

D4	Travée yy	7.49	4.08	233750	$0.13 \leq 15$	OK	$3.32 \leq 201.63$	OK
	Appuis xx	15.25	6.12	20869	$4.47 \leq 15$	OK	$53.47 \leq 201.63$	OK
	Appuis yy	4.41	4.47	102760	$0.19 \leq 15$	OK	$4.2 \leq 201.63$	OK
D5	Travée xx	1.85	4.07	8010.3	$0.94 \leq 15$	OK	$24.04 \leq 201.63$	OK
	Travée yy	1.12	3.05	4671.5	$0.74 \leq 15$	OK	$28.66 \leq 201.63$	OK
	Appuis xx	1.23	3.33	5647	$0.74 \leq 15$	OK	$25.04 \leq 201.63$	OK
	Appuis yy	0.75	3.05	4671.5	$0.49 \leq 15$	OK	$19.12 \leq 201.63$	OK
D7	Travée xx	5.36	5.11	43503	$0.63 \leq 15$	OK	$10.88 \leq 201.63$	OK
	Travée yy	6.86	4.08	237750	$0.12 \leq 15$	OK	$3.05 \leq 201.63$	OK
	Appuis xx	3.57	6.12	20869	$1.05 \leq 15$	OK	$12.54 \leq 201.63$	OK
	Appuis yy	4.57	4.47	102760	$0.19 \leq 15$	OK	$4.36 \leq 201.63$	OK

Tableau III.13. Vérification des contraintes à l’ELS.

➤ **Evaluation de la flèche**

Selon le **BAEL**, si les conditions suivantes sont vérifiées, on ne calcule pas la flèche :

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

✓ **Pour la dalle D1**

$14 \text{ cm} < 19.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée}$

$3.14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

On doit calculer la flèche.

✓ **Pour la dalle D2**

$14 \text{ cm} < 19.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée}$

$2,36 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

On doit calculer la flèche

✓ **Pour la dalle D4**

$14 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

$10.78 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

On doit calculer la flèche

✓ **Pour la dalle D5**

$14 \text{ cm} > 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

$2.08 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D6**

$14 \text{ cm} > 9.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

$11.31 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée}$

On doit calculer la flèche

✓ **Pour la dalle D7**

$14 \text{ cm} > 11.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

$3.14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire

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

Types	Sens	I_o [cm ⁴]	Y [cm]	I [cm ⁴]	Ifji [cm ⁴]	Ifgi [cm ⁴]	Ifpi [cm ⁴]	Ifgv [cm ⁴]	Δf [mm]	Fadm [mm]
D1	XX	24044.2	2.92	4713.12	26449	26449	13250	26449	5.01	9.20
	YY	24044.2	2.92	4713.12	26449	26449	20214	26449	4.03	10.20
D2	XX	24044.2	2.9	4713.1	26449	19862	10268	23351	7.11	9.1
	YY	23620	2.4	3239.4	25982	26982	17076	25982	4.68	10.20
D4	XX	25453.9	4.56	9866.9	27999	27999	27999	27999	0.17	3.7
	YY	23620	2.7	3898.6	25982	25982	25922	25982	3.4	9.2
D6	XX	27108	4.9	12474	23926	17139	14543	2301	4.2	7.6

Tableau III.14. Calcul de la flèche dans les dalles pleines.

➤ Schémas de ferrailage

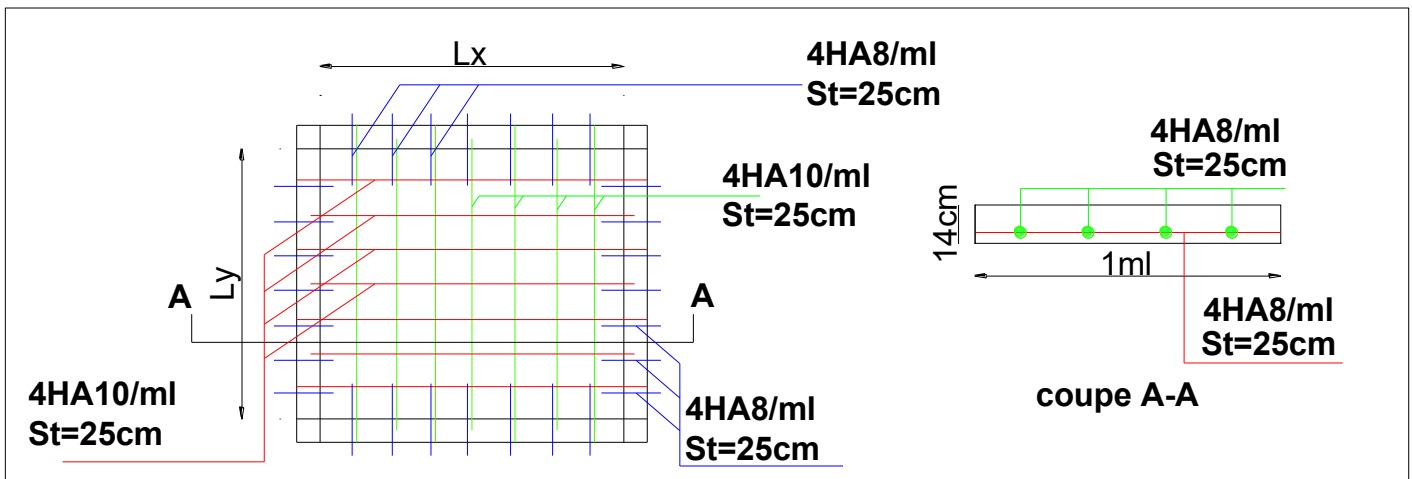


Figure.III.9. Ferrailage de la dalle pleine D1.

NB : schémas de ferrailage des autres panneaux de dalles, voir la planche de ferrailage.

III.3. Etude des escaliers

On fera l'étude de deux types d'escalier les plus sollicités en termes de dimensions, escalier type 01 (trois volées $e=22\text{cm}$) de l'RDC au 1^{er} étage, l'escalier de type 02 (deux volées $e=22\text{cm}$) du 1^{er} étage à la terrasse accessible.

III.3.1. Escalier type 01 (droit a trois volées e=22cm)

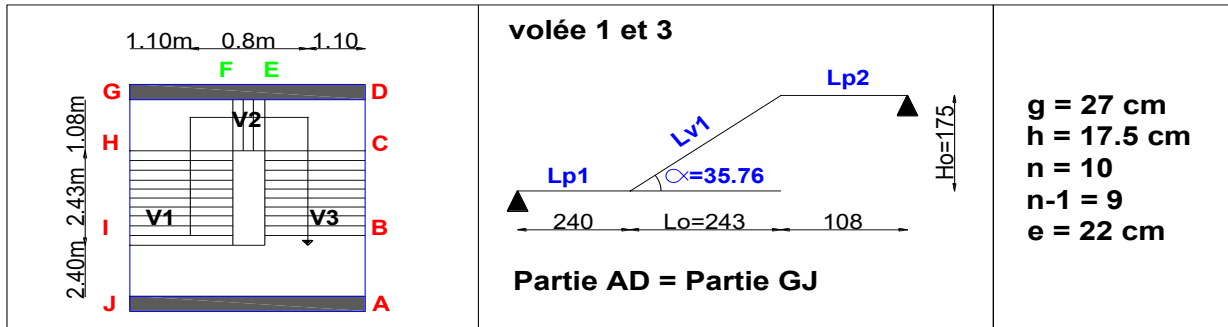


Figure III.10. Schéma de l'escalier droit à trois volées.

➤ Evaluation des charges de l'escalier

N°	Couches	γ [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Dalle pleine	25	$0.22/\cos\alpha$	6.78
2	Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	0.26
3	Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	0.26
4	Enduit de ciment	18	$0.015/\cos\alpha$	0.33
5	Poids des marches	22	$h/2$	1.93
6	Garde du corps	/	/	0.6
Charge permanente G				10.96
Surcharge d'exploitation Q				2.5

Tableau III.15. Charges et surcharges sur les volées.

N°	Couches	γ [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.22	5.5
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente G				6.93
Surcharge d'exploitation Q				2.5

Tableau III.16. Charges et surcharges sur le palier.

➤ Etude de la partie AD=GJ

$G_v = 10.96 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.93 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 22 \text{ cm}$.

ELU: $q_{vu} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 18.55 \text{ KN/m}$; $q_{pu} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 13.10 \text{ KN/m}$

ELS: $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 13.46 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 9.43 \text{ KN/m}$

III.3.1.1. Calcul à l'ELU

➤ Calcul des sollicitations

<p>$RA+RB = 90.66 \text{ kN}$ $RA = 43.85 \text{ kN}$ $RB = 46.81 \text{ kN}$</p>	
<p>1er Tranchan: $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$ $M(x) = 43.85x - 13.10x^2/2$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M(2.4) = 67.5 \text{ KN.m}$</p>	
<p>Tranchan02: $2.40 \leq x \leq 4.83\text{m}$ $M(x) = -37.73 - 18.55*(x-2.4)^2/2 + 43.85x$ $M(2.4) = 67.5 \text{ KN.m}$ $M(4.83) = 42.9 \text{ KN.m}$</p>	
<p>Calcul de Mmax: $V(x) = 31.44 - 43.85 + 18.55(x-2.4) = 0$ donc $x = 3.07 \text{ m}$ $M_{max} = 71.65 \text{ KN.m} = M_o$ $V_{max} = 46.81 \text{ KN}$</p>	<p>Calcul de Moments réel: $M_a = -0.5 M_{max} = -35.82 \text{ KN.m}$ $M_t = 0.75 M_{max} = 53.74 \text{ KN.m}$</p>

Tableau III.17. Sollicitation dans l'escalier (type 01).

➤ Ferrailage a l'ELU

Position	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]	St
En travée	53.75	0.094	0.124	0.19	8.13	2.415	6HA14=9.24	15
En appuis	35.83	0.063	0.081	0.193	5.32	2.415	5HA12=5.65	20

Tableau III.18. Calcul du ferrailage dans l'escalier.

➤ Les armatures de répartition

$Ar = At/4 = 9.24/4 = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit $Ar = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. $St=20\text{cm}$.

➤ Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ donc $\tau_u = \frac{46.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.23 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{OK}$.

III.3.1.2. Calcul à l'ELS

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Ms[KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	44.09	3.89	14186	12.1 ≤ 15	OK
En appuis	20.75	3.18	9601.7	6.88 ≤ 15	OK

Tableau III.19. Vérification des contraintes.

➤ **Vvérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 5.91m \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{e}{l} \geq \left(\frac{M_t}{10M_0} \right) \text{ donc } 0.037 < 0.085 \dots\dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \text{ donc } 9.24cm^2 < 21cm^2 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche. $f_{adm} = \frac{591}{1000} = 0.59 \text{ cm.}$

L[m]	At[cm ²]	Mjs[KN.m]	Mgs[KN.m]	Mps[KN.m]	I[cm ⁴]	Io[cm ⁴]	Obser
5.91	9.24	23.29	34.83	44.09	34339.1	414559.9	OK
Y [cm]	Ifji[cm ⁴]	Ifgi[cm ⁴]	Ifpi[cm ⁴]	Ifgv[cm ⁴]	Δf[cm]	Fadm[cm]	
6.18	229255	265577	144090	276988	0.41	0.59	

Tableau III.20. Vérification de la flèche.

Δf= 4.1 mm < fadm = 5.9 mm...**La flèche est vérifiée.** Donc on adopte ce ferrailage :

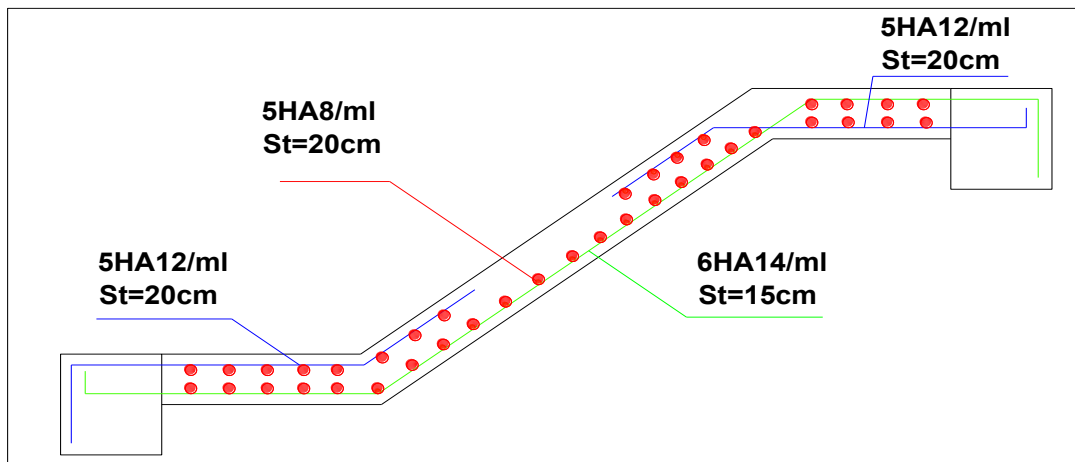


Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volée.

➤ **Etude de la partie EF**

$G_v = 10.96 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 22\text{cm.}$

$q_u = (1.35G_v + 1.5Q) \times 1 = 18.54 \text{ KN/m}$

$q_s = (G_v + Q) \times 1 = 13.46 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des sollicitations

$P_u = 1.35 \times P = (1.35 \times 0.6) 1ml = 0.81 \text{ KN/ml}$.

$P_s = P \times 1ml = 0.6 \text{ KN/ml}$.

$P = 0.6 \text{ KN/m}^2$: Poids du garde du corps.

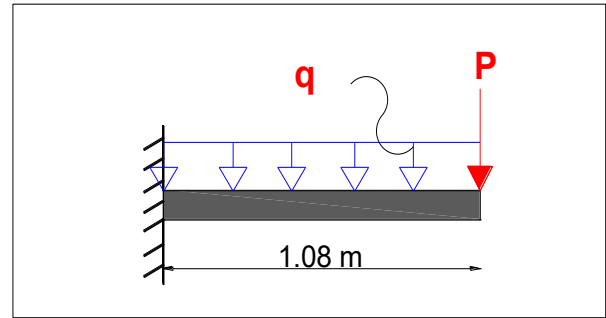


Figure III.12. Schéma statique de la partie EF.

➤ Calcul du ferrailage a l'ELU

Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]	St
11.69	0.02	0.026	0.197	1.69	2.42	4HA10=3.14	25

Tableau III.21. Schéma statique de la partie EF.

➤ Les armatures de répartition

$A_r = A_t/3 = 3.14/3 = 1.05 \text{ cm}^2/ml$ Soit $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$. $St=25\text{cm}$.

➤ Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ donc $\tau_u = \frac{20.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.16 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{OK}$

➤ Vérification des contraintes a l'ELS

qs[KN/m]	Ps[KN/m]	Ms[KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
13.46	0.6	8.49	4.33	17439	$2.11 \leq 15$	OK

Tableau III.22. Vérification des contraintes.

➤ Vvérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 1.08\text{m} \leq 8\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{e}{l} \geq \left(\frac{M_t}{10M_0} \right) \text{ donc } 0.17 > 0.11 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \text{ donc } 3.14\text{cm}^2 < 8\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

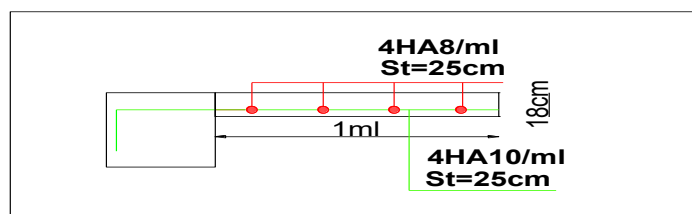


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la partie EF.

III.3.2. Etude de la poutre palière brisée

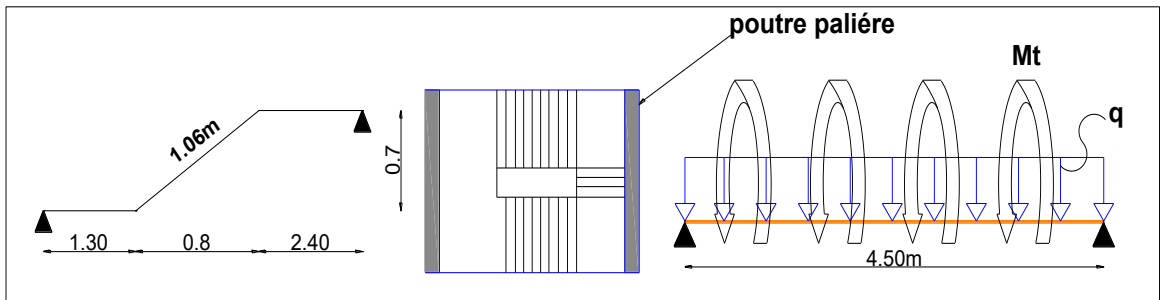


Figure III.14. Model de calcul de la poutre palière 01.

• Dimensionnement

$$\frac{476-20}{15} \leq h \leq \frac{476-20}{10} \rightarrow 30.4 \text{ cm} \leq h \leq 45.6 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition de la flèche définie par le}$$

BAEL 91

• Les exigences de RPA 99 (art7.5.1)

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \\ h/b = 1 < 4 \end{cases}$$

• Définition des charges

- Poids propre : $G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3.00 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de l'escalier : $\begin{cases} \text{ELU: } R_B^u = 46.81 \text{ KN} \\ \text{ELS: } R_B^s = 33.85 \text{ KN} \end{cases}$
- Poids de mur : $G_m = g_m \times h_{\text{mur}} = 2.56 \times 2.25 = 5.76 \text{ KN/m}$

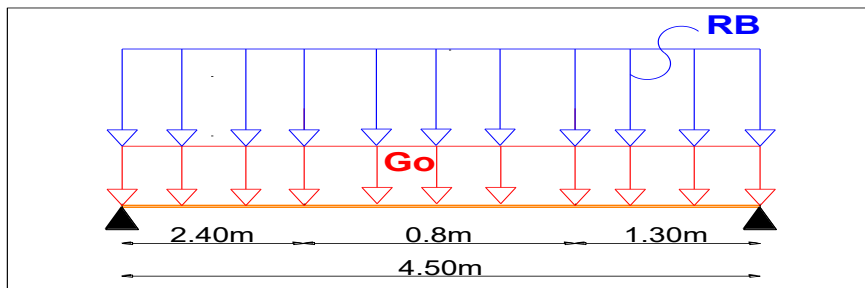


Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.

• Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_U = 1.35(G_0 + G_m) + R_B^u = 58.63 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_S = (G_0 + G_m) + R_B^s = 42.61 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moment: } \begin{cases} M_0^U = \frac{q_U \times l^2}{8} = 148.82 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^u = 0.85 \times M_0^u = 126.79 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.5 \times M_0^u = -59.52 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M_0^S = \frac{q_S \times l^2}{8} = 107.85 \text{ KN.m} \rightarrow \begin{cases} M_t^s = 0.85 \times M_0^s = 91.67 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 \times M_0^s = -43.14 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$V_{max} = \frac{q_u \times l}{2} = 131.93 \text{ KN}$$

III.3.2.1. Calcul à l'ELU en flexion

- Ferrailage

Position	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]
En travée	126.49	0.216	0.309	0.324	11.18	1.34
En appuis	-59.52	0.102	0.134	0.350	4.87	1.34

Tableau III.23. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Donc } \tau_u = \frac{131.93 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 1.18 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{OK.}$$

- Armatures transversales

a) $A_{trans} \geq (0.4 \times b \times St) / f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq [b \times St(\tau_u - 0.3 f_{t28})] / 0.9 f_e \Rightarrow A_{trans} \geq 0.68 \text{ cm}^2$

Avec : $St = 15 \text{ cm}$

$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2 ; 0.68 \text{ cm}^2)$, donc on prend $A_{trans} = 0.68 \text{ cm}^2$

III.3.2.2. Calcul des armatures à la torsion

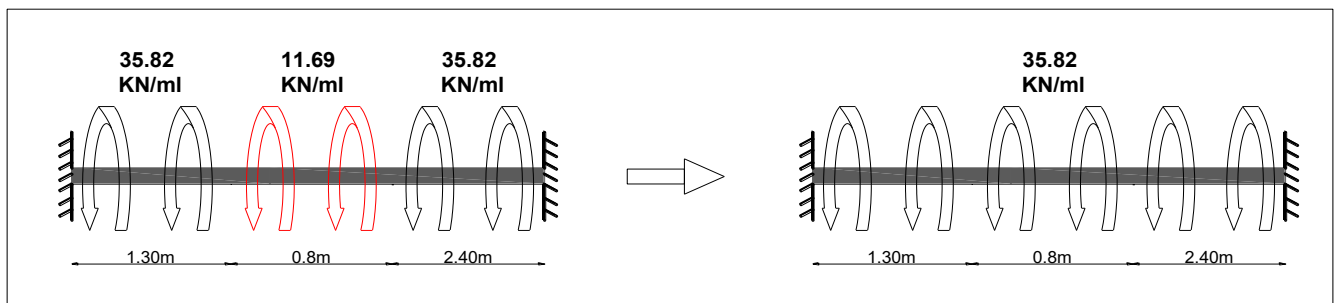


Figure III.16. Schéma statique à la torsion.

Ma : Le moment max en appuis déjà calculé lors du calcul des sollicitations au niveau de l'escalier (Ma de la partie AD et GJ), **M=35.82 KN.m**

- **Le moment de torsion**

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{35.82 \times 4.5}{2} \qquad M_{torsion}^{max} = 80.59 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armature longitudinale**

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle.

- e : épaisseur de la paroi, $e = \Phi/6 = h/6 = 0.066 \text{ m}$
- Ω : air du contour $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.078 \text{ m}^2$
- U : périmètre de la section, $U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.13 \text{ m}$
- A_I : section d'acier. $A_I = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 16.87 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte du cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} \quad ; \quad \tau_{flexion} = 1.18 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{80.59 \times 10^{-3}}{2 \times 0.078 \times 0.066} = 7.82 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u = \sqrt{1.18^2 + 7.82^2}$$

D'où : $\tau_u = 7.91 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3.3333 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Non vérifiée

Solution : Redimensionnement de la poutre, soit **b=40cm, h=55cm** et on aura :

➤ **En flexion**

Position	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	τ_u	A_{trans}
En travée	133.42	0.087	0.114	0.496	7.72	2.51	0.67	0.6
En appuis	62.78	0.040	0.052	0.509	3.54	2.51		

Tableau III.24. Nouveau ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

➤ **En torsion** $e = 0.091 \text{ m}$; $\Omega = 0.14 \text{ m}^2$; $\tau_{tor} = 3.11 \text{ MPa}$; $A_I = 12.57 \text{ cm}^2$

D'où : $\tau_u = 2.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée

- **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow At = (M_{tor} \times St \times \gamma_s) / (2 \times \Omega \times f_e) = 1.15 \text{ cm}^2$

❖ **Ferrailage global**

En travée

$$A^t = A^{\text{flex}} + \frac{A^{\text{tors}}}{2} = 7.72 + \frac{12.57}{2} = 14.00 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A^t = 4\text{HA16} + 4\text{HA14} = 14.2 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A^a = A^{\text{flex}} + \frac{A^{\text{tors}}}{2} = 3.54 + \frac{12.57}{2} = 93.83 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A^a = 4\text{HA14} + 4\text{HA12} = 10.68 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales

$$A^{\text{trans}} = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} \quad \text{D'où : } A_t = 0.6 + 1.15 = 1.75 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 4\Phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Position	Ms[KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	97.05	13.21	166156	$7.71 \leq 15$	OK
Appuis	45.67	11.07	118603	$4.26 \leq 15$	OK

Tableau III.25. Vérification à l'état de compression de béton.

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} = 0.0625; \frac{M_t}{10M_0} = 0.084\right) \text{ donc } 0.12 > 0.084 \dots \text{vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 14.00 < 16.64 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$l < 8m \rightarrow 4.5m < 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

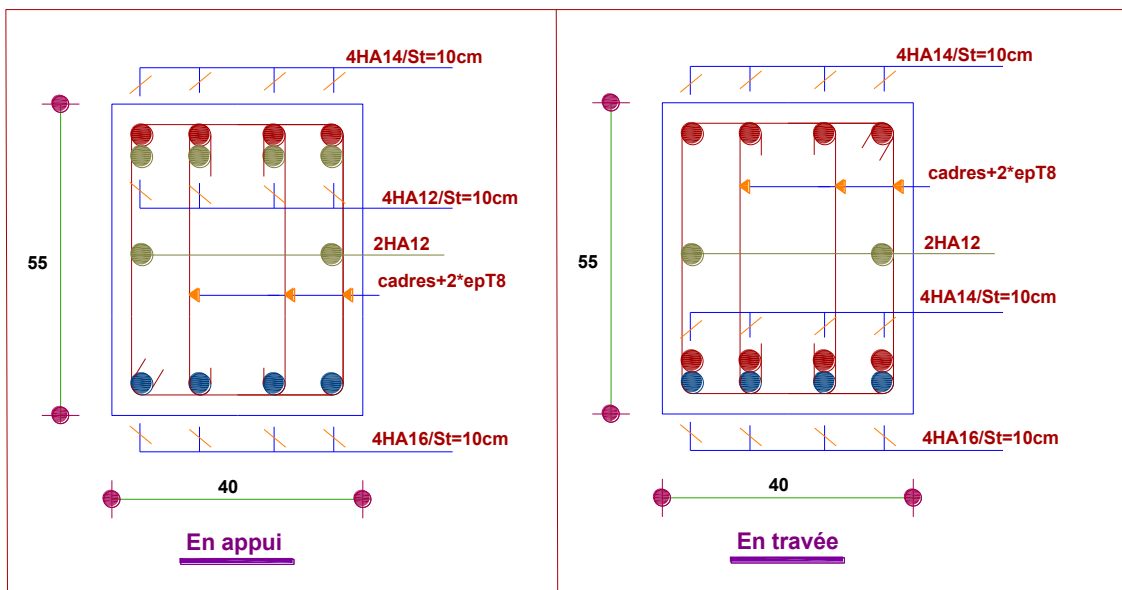


Figure III.17. Schémas de ferrailage de la poutre palière 01.

III.3.3. Etude de l'escalier type 02 (droit à deux volées e=22cm)

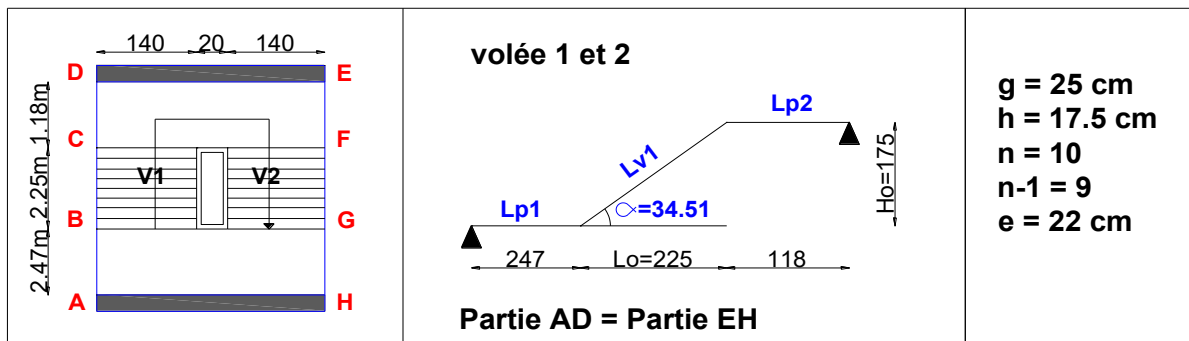


Figure III.18. Schéma de l'escalier droit à deux volées.

➤ Evaluation des charges de l'escalier

N°	Couches	γ [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Dalle pleine	25	$0.22/\cos\alpha$	6.67
2	Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	0.28
3	Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	$0.02h/g$	0.28
4	Enduit de ciment	18	$0.015/\cos\alpha$	0.33
5	Poids des marches	22	$h/2$	1.93
6	Garde du corps	/	/	0.6
Charge permanente G				10.89
Surcharge d'exploitation Q				2.5

Tableau III.26. Charges et surcharges sur les volées.

N°	Couches	γ [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.22	5.5
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente G				6.93
Surcharge d'exploitation Q				2.5

Tableau III.27. Charges et surcharges sur le palier.

➤ Etude de la partie AD=EH

$G_v = 10.89 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.93 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 22 \text{ cm}$.

ELU: $q_{vu} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1 = 18.45 \text{ KN/m}$; $q_{pu} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1 = 13.11 \text{ KN/m}$

ELS: $q_{vs} = (G_v + Q_v) \times 1 = 13.39 \text{ KN/m}$; $q_{ps} = (G_p + Q_p) \times 1 = 9.43 \text{ KN/m}$

III.3.3.1. Calcul à l'ELU

➤ Calcul des sollicitations

<p>RA+RB = 90.66 kN RA = 43.36 kN RB = 46.00 kN</p>	
<p>1er Trançon: $0 \leq x \leq 2.47\text{m}$ $M(x) = 43.36x - 13.11x^2/2$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M(2.4) = 67.10 \text{ KN.m}$</p>	
<p>Trançon02: $2.47 \leq x \leq 4.72\text{m}$ $M(x) = -32.38(x-1.24) - 18.55 \cdot (x-2.47)^2/2 + 43.36x$ $M(2.4) = 67.1 \text{ KN.m}$ $M(4.83) = 45.15 \text{ KN.m}$</p>	
<p>Calcul de Mmax: $V(x) = 32.38 - 43.36 + 18.45(x-2.45) = 0$ donc $x = 3.06 \text{ m}$ $M_{\text{max}} = 70.52 \text{ KN.m} = M_0$ $V_{\text{max}} = 46.00 \text{ KN}$</p>	<p>Calcul de Moments réel: $M_a = -0.5 M_{\text{max}} = -35.19 \text{ KN.m}$ $M_t = 0.75 M_{\text{max}} = 52.79 \text{ KN.m}$</p>

Tableau III.28. Sollicitation sur l'escalier (type 02).

➤ Ferrailage a l'ELU

Position	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]	St
En travée	52.79	0.093	0.122	0.19	7.98	2.415	6HA14=9.24	15
En appuis	35.19	0.062	0.08	0.19	5.22	2.415	5HA12=5.65	20

Tableau III.29. Calcul du ferrailage dans l'escalier.

➤ Les armatures de répartition

$A_r = A_t/4 = 7.98/4 = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. $St=20\text{cm}$.

➤ Vérification de l'effort tranchant a l'ELU

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ donc $\tau_u = \frac{46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.2} = 0.23 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{OK}$.

III.3.3.2. Calcul à l'ELS

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Ms[KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	43.29	3.89	14186	12.88 ≤ 15	OK
En appuis	20.37	3.18	9601.70	6.75 ≤ 15	OK

Tableau III.30. Vérification des contraintes.

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \left(\frac{M_t}{10M_0} \right) \text{ donc } 0.037 < 0.085 \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche.

$$f_{adm} = \frac{591}{1000} = 0.59 \text{ cm.}$$

L[m]	At[cm ²]	Mjs[KN.m]	Mgs[KN.m]	Mps[KN.m]	I[cm ⁴]	Io[cm ⁴]	obs
5.91	9.24	22.82	34.07	43.29	34339.1	414559.9	OK
Y [cm]	lfji[cm ⁴]	lfgi[cm ⁴]	lfpi[cm ⁴]	lfgv[cm ⁴]	Δf[cm]	Fadm[cm]	
6.18	243002	168052	145499	270566	0.4	0.59	

Tableau III.31. Vérification de la flèche.

Δf= 4.00 mm < fadm = 5.9 mm...La flèche est vérifiée. Donc on adopte ce ferrailage :

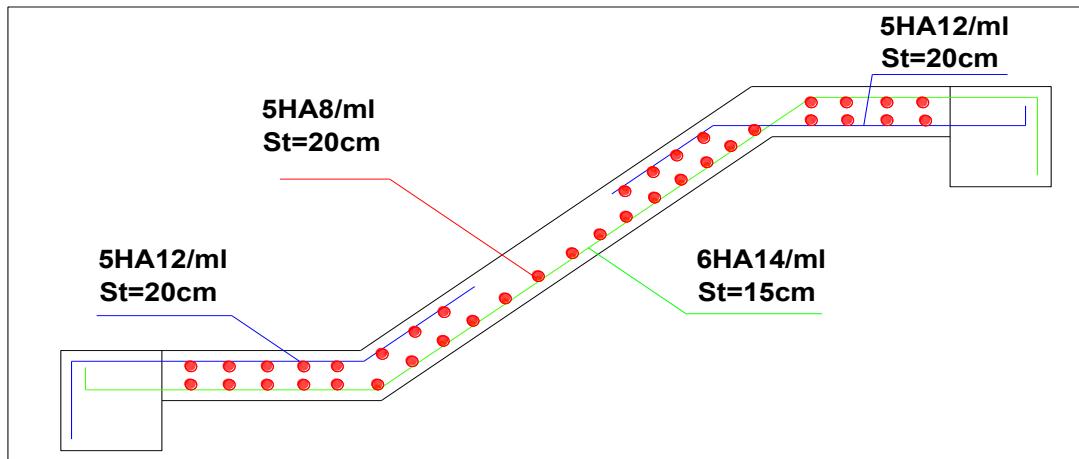


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées.

III.3.4. Etude de la poutre palière

Remarque : après les calculs on a constaté que la poutre palier de ce type d'escalier sera dimensionné et ferrillé comme celle de l'escalier type 01 :

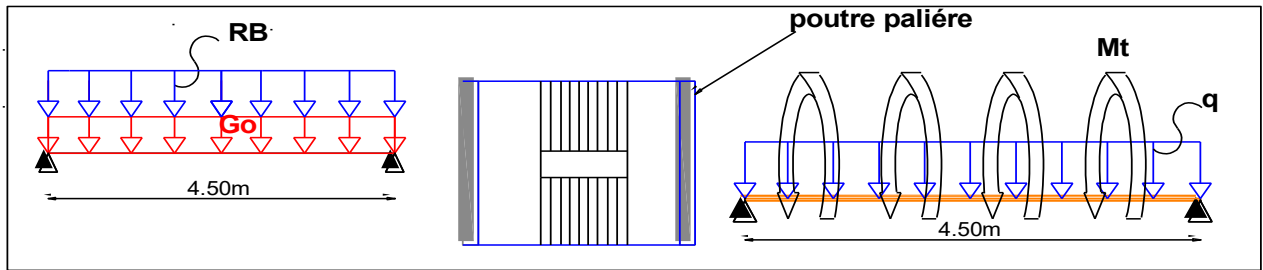


Figure III.20. Model de calcul de la poutre palière 02.

➤ Schéma de ferrailage

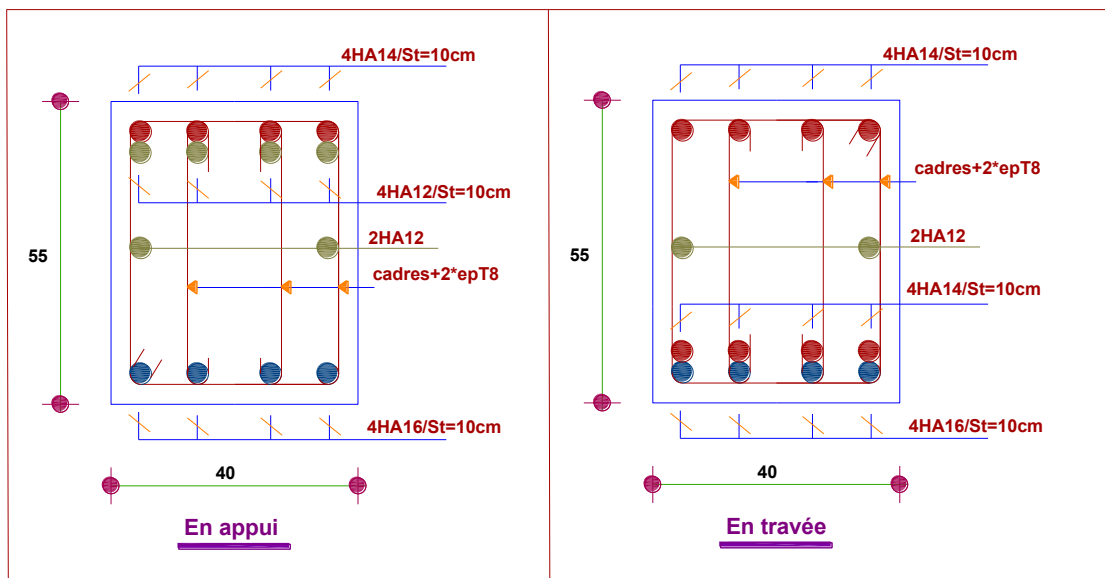


Figure III.21. Schémas de ferrailage de la poutre palière 02.

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique (F_p) et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 1.00 m,

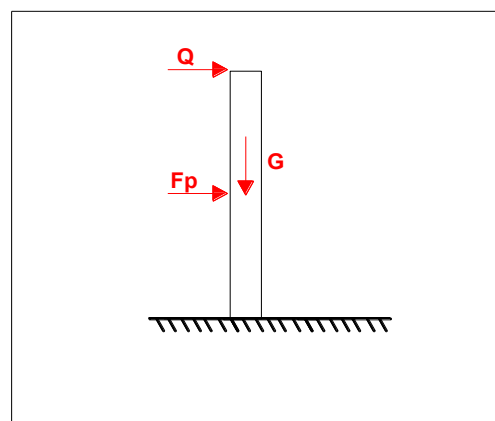
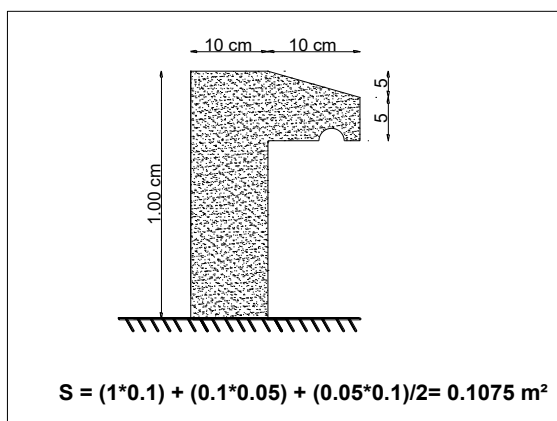


Figure III.22. coupe transversale de l'acrotère. Figure III.23. modèle de calcul de l'acrotère.

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Poids propre

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,1075 = 2.69 \text{ KN}$$

$$G_{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G_{tot} = 3.23 \text{ KN}$

charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN}$$

La force sismique

La force sismique est donnée comme suit : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots$ **RPA99 (Art 6.2.3)**

$A = 0,15$ (zone IIa): *coefficient d'accélération de la zone*

$C_p = 0,8$: *facteur de force horizontale*

$W_p = 3,23 \text{ KN}$: *poids propre de l'acrotère.* **Donc : $F_p = 1,55 \text{ KN}$**

Calcul de centre de gravité G (X_g ; Y_g)

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \quad X_g = 5.66 \text{ cm} \quad ; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum Y_i} \quad Y_g = 53.06 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations** L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 3.23 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 0.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1m :

Combinaisons	ELU accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N [KN]	3.23	4.36	3.23
M [KN.m]	1.82	1.5	1

Tableau III.32. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a: } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.50}{4.36} = 34.40 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$: Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} = \frac{100}{250} = 0.4 \right) = 2 \text{ cm} \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad ; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

\emptyset : C'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 2m$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm Donc : $M_G = 0 \rightarrow \alpha = 0$

$$\begin{cases} e_2 = 0.024 \text{ m} \\ e = 34.40 + 2 + 2.4 = 38.80 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.1. Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = 1ml \times e$

$A = \max(A^1, A^2, A_{min})$ Avec :

A_1 : Armatures à l'ELU durable.

A_2 : Armatures à l'ELU accidentelle.

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2/ml.$$

Remarque :

Le calcul de ferrailage (A^1, A^2) nous mène toujours à des valeurs faibles, c'est pour cela qu'on ferraille avec $A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2/ml$, les résultats sont résumés dans ce tableau :

Situation	M_{ua}	μ_{bu}	α	Z[m]	$A_1[\text{cm}^2]$	A[cm^2]	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Achoisi[cm^2]
Durable	1.82	0.02	0.025	0.079	0.66	0.53	0.97	4HA8=2.01
Accident	1.82	0.015	0.018	0.079	0.576	0.575	0.97	4HA8=2.01

Tableau III.33. Ferrailage de l'acrotère.

❖ Choix des armatures

Sens principal : $A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$

Sens secondaire : $A_s = A/4 = 0.5 \text{ cm}^2/ml$ soit 4HA6 = 1,13 cm^2/ml .

❖ Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification nécessaire

α [m]	Φ [rad]	Y_{c1} [m]	Y_{c2} [m]	Y_{c3} [m]	C [m]	P [m ²]	q [m ³]	Y_c [m]	Y
0.72	0.09	0.72	-0.38	0.35	0.36	-0.39	0.094	-0.34	0.016

Tableau III.34. Vérification des contraintes au niveau de l’acrotère.

$$\tau_u \leq \tau^{adm} \quad (\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\sigma_{bc} = 1.58 \text{ PMa} < 15 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad (\sigma_{st} = 15.28 \text{ PMa} < 201.63 \text{ MPa})$$

❖ Schéma de ferrailage :

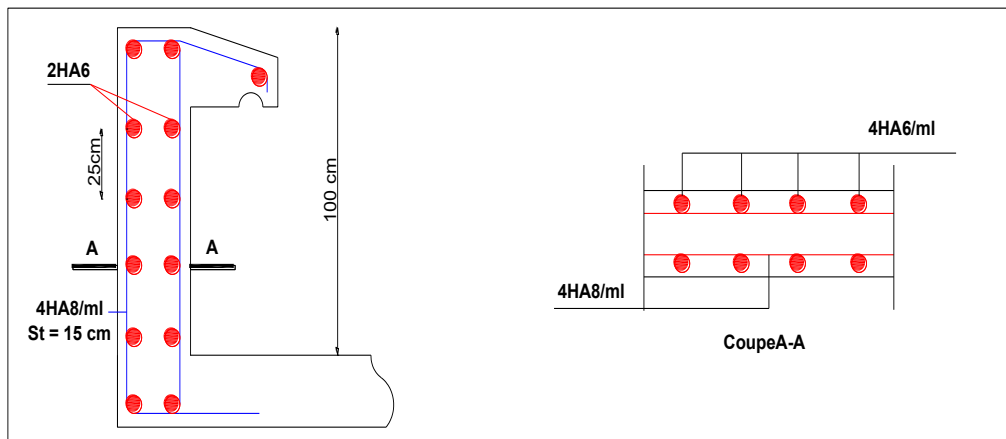


Figure III.24. Schéma de ferrailage de l’acrotère.

III.5. Etude de la poutre de chaînage

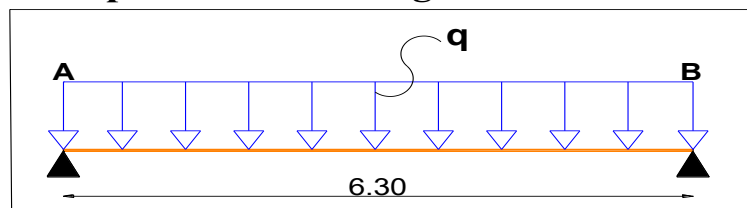


Figure III.25. Schéma statique de la poutre de chaînage.

➤ Dimensionnement de la poutre

Condition de la flèche $L/15 \leq h \leq L/10 \leftrightarrow 39\text{cm} \leq h \leq 59\text{cm}$

Exigences du RPA

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} > 4 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.5.1)} \rightarrow \text{Donc on prend : } \begin{cases} \mathbf{b = 35\text{cm}} \\ \mathbf{h = 40\text{cm}} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

❖ **Poids propre** : $G_o = 25 \times 0.35 \times 0.40 = 3.5 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids du mur** : $G_m = g_m \times h_m = 2.56 \times 4 = 10.24 \text{ KN/ml}$

Charge totale sur la poutre de chaînage

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35(G_o + G_m) = 18.55 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_o + G_m = 13.74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 92.03 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 68.16 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments en travée $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0.85M_{0u} = 78.22 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0.85M_{0s} = 57.94 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments en appuis : $\begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -0.5 \times 35.6 = -46.02 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -0.5 \times 26.37 = -34.08 \text{ KN.m} \end{cases}$

L'effort tranchant : $V_u = q_u \times l/2 = 58.43 \text{ KN}$

III.5.1. Calcul de ferrailage à l'ELU

Position	Mt[KN.m]	μ_{bu}	α	Z[m]	Acal[cm ²]	Amin[cm ²]	Achoisi[cm ²]	A
En travée	78.22	0.112	0.149	0.35	6.37	1.58	3HA14+3HA12	8.01
En appuis	-46.02	0.066	0.085	0.36	3.65	1.58	3HA14	4.62

Tableau III.35. Calcul de ferrailage à l'ELU.

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93**

• $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.45 \text{ MPa}$; FPN $\rightarrow \bar{\tau} < \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = 0.45 < \bar{\tau} = 3.33 \rightarrow$ Vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement)

➤ Armature transversale

En fixe $St=15$ cm puis on calcul $A_{tr} \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = 0.53 \text{ cm}^2$, Soit $A_{tr} = 3\Phi_8 = 1.51 \text{ cm}^2$

III.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Ms[KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	57.94	9.08	49805	$10.57 \leq 15$	OK
En appuis	-34.08	9.08	49805	$6.21 \leq 15$	OK

Tableau III.36. Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} = 0.0625; \frac{M_t}{10M_0} = 0.085\right) \text{ donc } 0.068 < 0.085 \dots \text{ non vérifiée}$$

La 1^{ère} conditions n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche comme suit :

L[m]	At[cm ²]	Fgv [cm]	Fji [cm]	Fpi [cm]	Fgi[cm]	Δf [cm]	Fadm[cm]	Obs
6.3	8.01	0.58	0.08	0.26	0.26	0.5	1.13	OK

Tableau III.37. Vérification de la flèche.

$\Delta f < Fadm = \frac{l}{1000} = 0.5 \text{ cm} = 1.13 \text{ cm}$ donc on opte pour le ferrailage suivant :

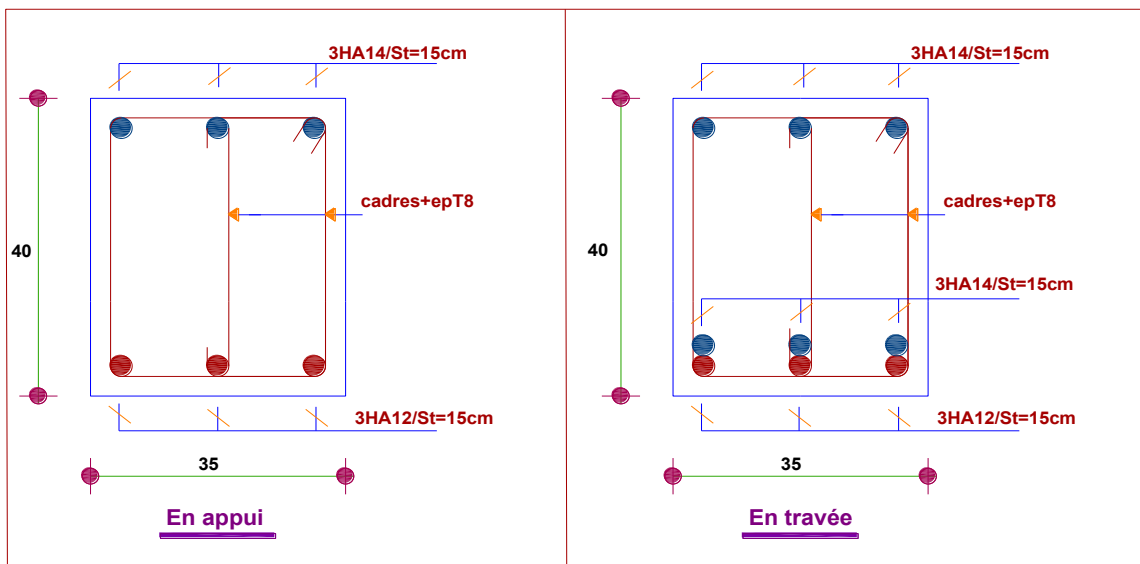


Figure III. 26. schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.6. Etude de la rampe

III.6.1. Définition :

Une rampe est une dalle pleine inclinée qui repose généralement sur quarts appuis, servant de voie d'accès au parking pour notre structure. Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de longueur pour le panneau de dalle le plus sollicité, autrement dit celui ayant ($L_x=2.70m$; $L_y=4.35m$).

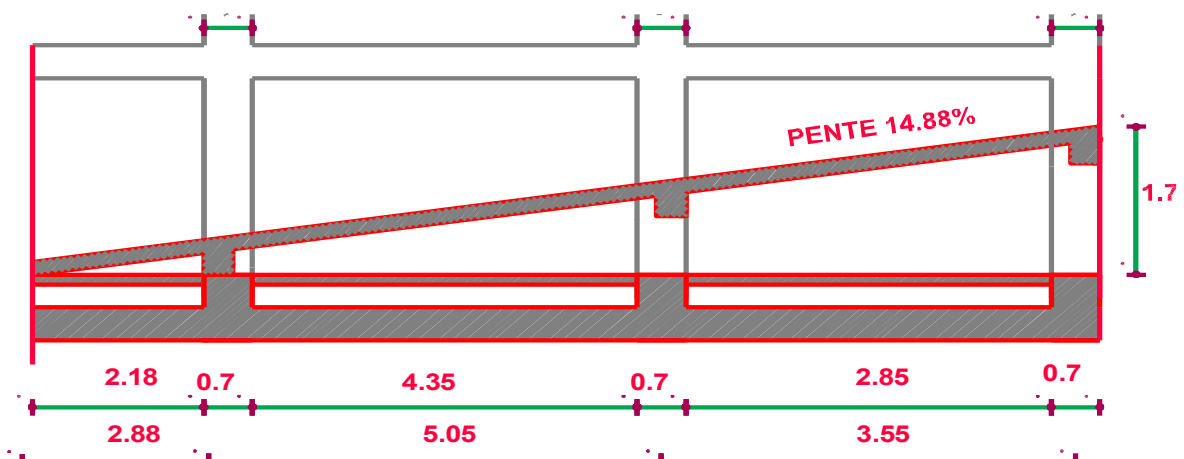


Figure III. 27. Coupe verticale de la rampe.

- **Dimensionnement :**

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{2.7}{45} \leq e \leq \frac{2.7}{40} \rightarrow 6\text{cm} \leq e \leq 6.75\text{cm} \quad e \geq 11\text{ cm} \rightarrow$$

pour 2 heures de coup de feu, soit $e = 14\text{cm}$

- **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{2.7}{11.43}\right) = 8.46^\circ$$

- **Evaluation des charges**

N°	Couches	Poids volumique [KN/m ³]	e [m]	Poids [KN/m ²]
1	Béton bitumineux	22	0.04/cos α	0.89
2	Dalle pleine	25	0.14/cos α	3.54
Charge permanente G				4.43
Surcharge d'exploitation Q				3.5

Tableau III.38. Charges et surcharges sur la rampe.

- **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.23 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G + Q = 7.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.7}{4.35} = 0.62 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases} \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases}$$

• Calcul des moments isostatiques

$$ELU \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0779 \times 11.23 \times 2.7^2 = 6.38 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3338 \times 6.38 = 2.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0831 \times 7.93 \times 2.7^2 = 4.80 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5004 \times 4.80 = 2.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Sollicitations

Sollicitations									
ELU						ELS			
M ^t _x [KN.m]	M ^t _y [KN.m]	M ^{ax} [KN.m]	M ^{ay} [KN.m]	V _x [KN]	V _y [KN]	M ^t _x [KN.m]	M ^t _y [KN.m]	M ^{ax} [KN.m]	M ^{ay} [KN.m]
5.42	1.81	3.19	1.06	15.16	24.14	4.08	2.04	2.4	1.20

Tableau III.39. Calcul des sollicitations.

III.6.2. Ferrailage a l'ELU

Sens	Mt[KN.m]	μ _{bu}	α	Z[m]	A _{cal} [cm ²]	A _{min}	A choisi	St
Travée xx	5.42	0.032	0.04	0.108	1.44	1.33	4HA8=2.01	25
Travée yy	1.81	0.011	0.013	0.109	0.47	1.33	4HA8=2.01	25
Appuis xx	3.19	0.019	0.023	0.108	0.84	1.33	4HA8=2.01	25
Appuis yy	1.06	0.006	0.007	0.109	0.28	1.33	4HA8=2.01	25

Tableau III.40. Calcul du ferrailage à l'ELU.

➤ Vérification de l'effort tranchant

V max [KN]	τ _u ≤ τ _u [MPa]	Observation
15.16	0.14 ≤ 1.17	OK

Tableau III.41. Vérification de l'effort tranchant.

III.6.3. Vérification des contraintes a l'ELS

Sens	M _s [KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Obs
Travée xx	4.08	0.041	8010.30	2.08 ≤ 15	OK
Travée yy	2.04	0.031	4671.50	1.34 ≤ 15	OK
Appuis xx	2.40	0.034	5642	1.44 ≤ 15	OK
Appuis yy	1.20	0.031	4671.50	0.78 ≤ 15	OK

Tableau III.42. Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ Evaluation de la flèche

Selon le BAEL, si les ces conditions sont vérifiées, on ne calcule pas la flèche :

$$\begin{cases} h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases}$$

✓ Sens X-X

0.14 > 0.11 Vérifiée

2.01 cm² < 5.5 cm² Vérifiée

Le calculer la flèche n'est pas nécessaires.

✓ Sens Y-Y

0.14 < 0.18 Non Vérifiée

2,01 cm² < 5,5 cm² Vérifiée

La 1^{ère} condition n'est pas vérifié on doit calculer la flèche selon Y-Y.

➤ Calcul de la flèche

Avec : j=3.54KN/m² ; g= 4.43 KN/m² ; p=7.93 KN/m²

Io [cm ⁴]	Y [cm]	I [cm ⁴]	Ifji [cm ⁴]	Ifgi [cm ⁴]	Ifpi [cm ⁴]	Ifgv [cm ⁴]	Δf [mm]	Fadm [mm]
23349.1	2.29	2687.6	25684	25684	25684	25684	0.76	8.20

Tableau III.43. Calcul de la flèche.

➤ Schéma de ferrailage

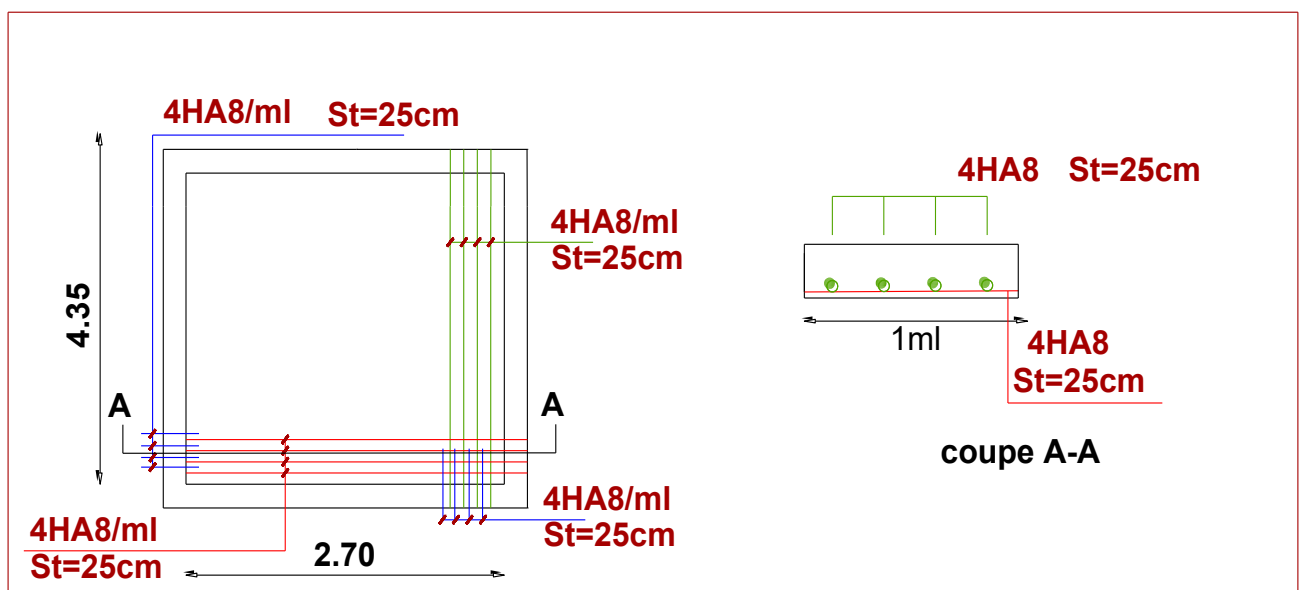


Figure III. 28. schémas de ferrailage de la rampe.

III.7. Etude de l'ascenseur

III.7.1. Définition

L'ascenseur est un dispositif assurant dans les bâtiments le transport vertical des personnes aux différents niveaux.

Les valeurs normalisées de charges et de vitesses sont définies par la norme française NF ISO 4190-1, Pour la vitesse : 0.63 m/s, 1m/s, 1.60m/s et pour la charge elle est en fonction du nombre de personnes dans la cabine :

Nombre de personnes	Chargement [Kg]	Chargement [KN]
4 personnes	320	3.2
5 personnes	400	4
6 personnes	450	4.5
8 personnes	630	6.30
9 personnes	680	6.80
10 personnes	800	8
13 personnes	1000	10

Tableau III.44. Chargement d'un ascenseur.

Les différents types d'ascenseur :

- Ascenseur classique (avec un local machines)
- Ascenseur Hydraulique
- Ascenseur à câbles de traction (électrique)

Avantages et inconvénients de chaque type

❖ L'ascenseur Hydraulique :

Avantages

- Facilité de construction
- Déplacement vertical des charges lourdes sur de courtes distances

Inconvénients

- Gros consommateurs d'énergie
- Courants de démarrage élevé
- Effort élevé de mise en pression de l'huile par la pompe car pas de contrepoids

❖ L'ascenseur à câbles de Traction :

Avantages

- Faible consommation d'énergie, 1/3 que celle d'un ascenseur hydraulique
- Présence d'un contrepoids dont la charge vaut 50 % (cabine-câble-utilisateurs)

Inconvénients

- Nécessitent une technologie plus poussée et autrefois un cabanon en toiture (Pour le renforcement de la stabilité)

D'après les avantages et les inconvénients des deux types, et la satisfaction de Certains paramètres (vitesse et charge de la cabine, consommation d'énergie et puissance installée, coût de la maintenance, caractéristiques dimensionnelles du bâtiment), le meilleur choix pour notre structure est l'ascenseur à câbles de Traction (électrique).

Définition

Un ascenseur a câble de traction (électrique) et un nouveau modèle qui se constitue d'un Couplage mécanique d'un moteur électrique avec (sa commande et sa régulation) et d'un système d'entraînement mécanique de la cabine comme montre la figure suivent :

Aspects techniques

- La cabine supportée dans une structure parallélépipédique, appelée étrier, se translatant verticalement dans une gaine
- Le moteur de traction est attaché à un support métallique qui est fixé directement à l'aide d'un assemblage boulonné sur le voile de contreventement
- La cabine est reliée aux moteur à l'aide des câbles de traction qui permet son déplacement vertical d'un étage a un autre
- Au pied de la gaine d'ascenseur une petite fosse contenant des amortisseurs et des éléments du mécanisme d'entraînement et nécessaire cette dernière c'est la cuvette.



Figure III.29. Mode de fixation de l'ascenseur.

Pour notre structure on a deux cages d'ascenseur :

Ascenseur centrale de dimension $L_x=2\text{ m}$ $L_y=2\text{m}$ $S=(L_x \times L_y)=4\text{ m}^2$

Ascenseur du côté de dimension $L_x=1.80\text{ m}$ $L_y=1.80\text{m}$ $S=(L_x \times L_y)=3.24\text{ m}^2$

Donc : on opte pour un ascenseur de caractéristique suivent :

- Une vitesse de 1 [m/s]
- Un chargement de 630 Kg pour l'ascenseur central, et 450 Kg pour celle du côté
- Une motorisation de 6 [kW] commandée en puissance par un variateur de vitesse
- Eclairage permanent de 2 x 40 [W]

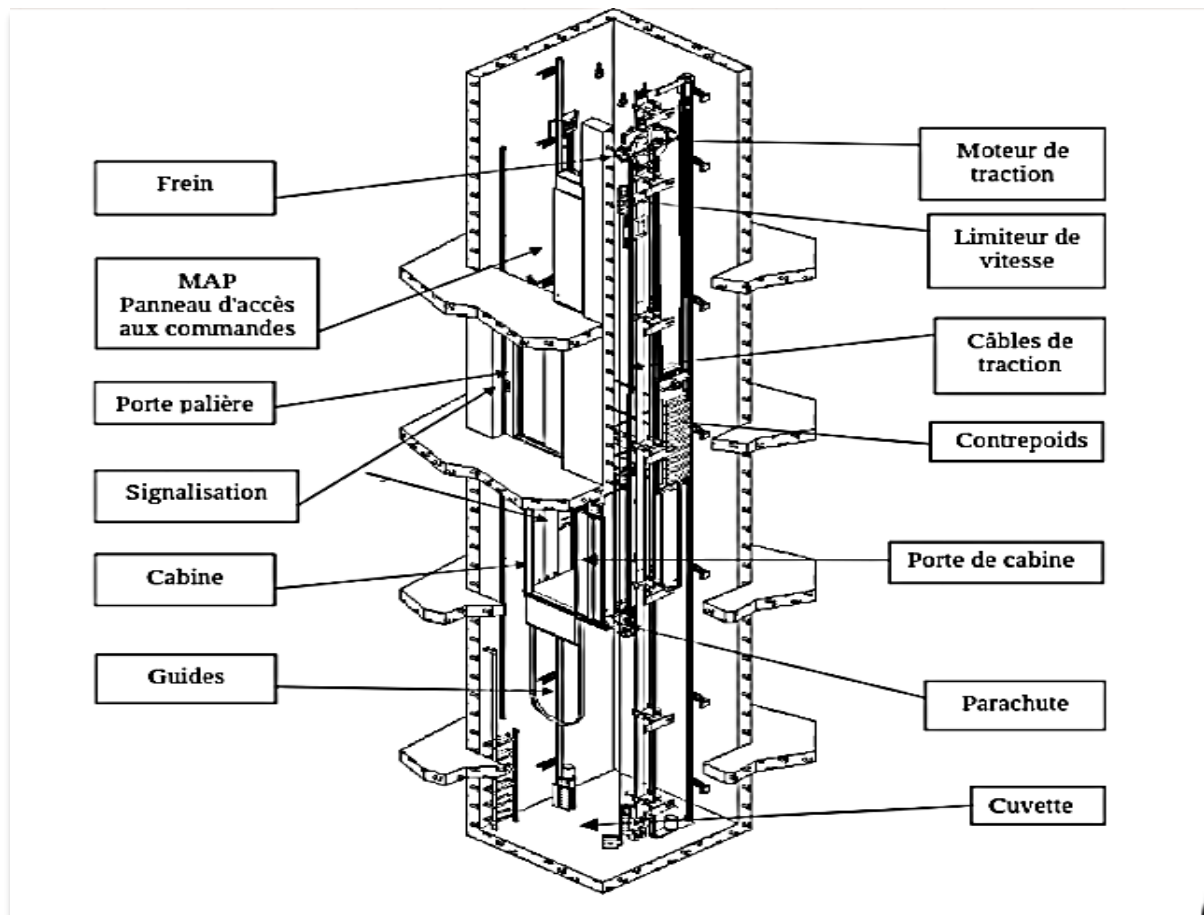


Figure III.30. Détail d'un ascenseur à câbles de traction.

III.8. Conclusion

- Le but de ce chapitre était de déterminer les différentes sections d'acier nécessaire pour reprendre les différentes charges revenant aux éléments secondaires.
- L'évaluation de la flèche pour les différents éléments secondaires soumis à la flexion simple est indispensable puisqu'elle nous permet de bien choisir la section d'armature à maître dans une section de béton.
- La vérification des contraintes (acier ; béton) et l'état de déformation (la flèche) ainsi que les conditions de non fragilité donner par les différents règlements nous a exigé de redimensionner parfois la section du béton et parfois augmenter le ferrailage.
- Chacun de ces éléments secondaires étudiés dans ce chapitre est calculé selon les sollicitations les plus défavorables afin d'adopter le ferrailage adéquat qui répond le mieux aux différentes charges qui lui sont appliquées.

Chapitre IV

IV.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

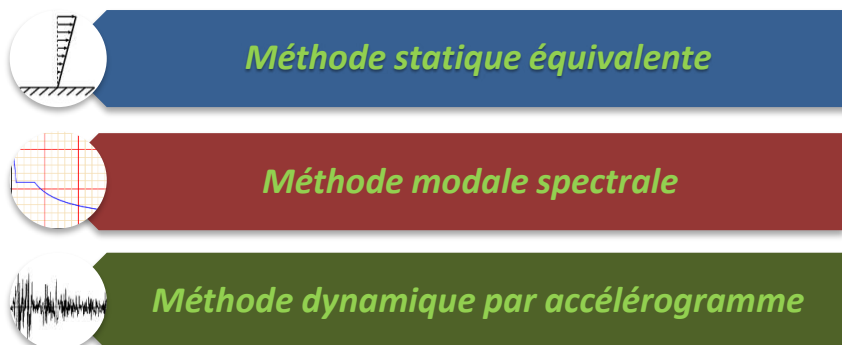
Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Modélisation

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision des paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cette méthode prend de temps à la main. L'étude de notre structure se fait à l'aide du logiciel **ETABS2016 16.2.0** pour faciliter le calcul.

IV.3. Le choix de la méthode de calcul



IV.3.1. Méthode statique équivalente

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

IV.3.2. Méthode dynamique qui regroupe

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale

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

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

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

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

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

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.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**
- ✓ P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.
- ✓ **Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (pour les deux sens)**

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	Non vérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

Donc, $\begin{cases} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,20 \end{cases}$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 59886.82 \text{ KN}$

✓ $D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

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

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où, $\eta = 0,816$

✓ On a un site ferme S2 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

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

$H = 41.8 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment.

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

$\Rightarrow T = 0.82 \text{ s} \dots \dots \dots (1)$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 22.15 \text{ m} \\ L_y = 27.92 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.79 \text{ s} \\ T_y = 0.71 \text{ s} \end{cases} \dots \dots (2) \quad \text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,79 \text{ s} , 0,82 \text{ s}) = 0,79 \text{ s} \\ T_y = \min(0,70 \text{ s} , 0,82 \text{ s}) = 0,71 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,695 \\ D_y = 1,800 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 2781.14 \text{ KN} \\ V_{yst} = 3018.29 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4.1. Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

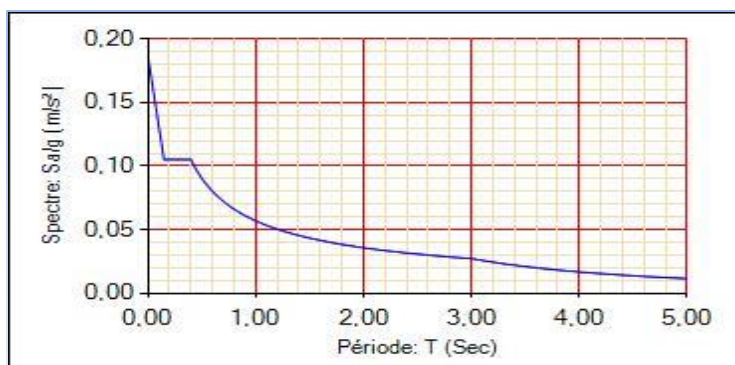


Figure IV.1. Spectre de réponse.

IV.4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS2016 16.2.0, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.4.3. Disposition des voiles de contreventement

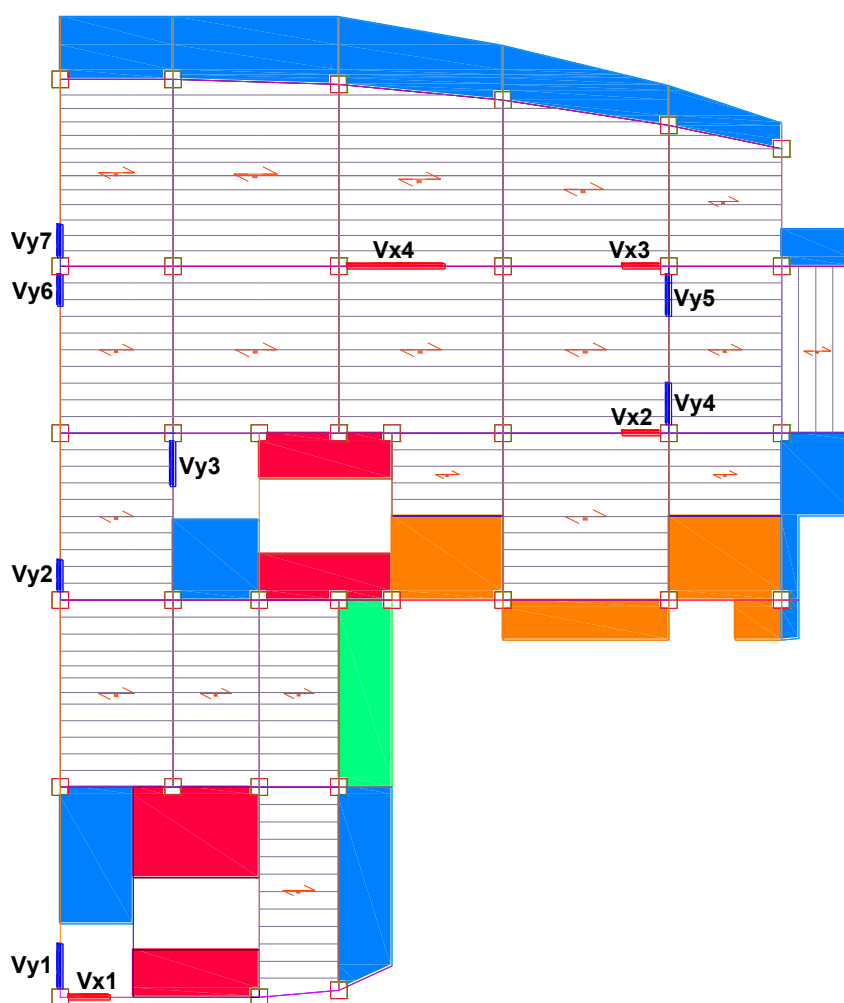


Figure IV.2. Disposition des voiles (vue en plan d'étage 05).

NB : les voiles Vx1, Vx2, Vy1, Vy4, et Vy5 sont des voiles discontinues qui s'arrêtent aux niveaux suivants :

Vy4, et Vy5 : ils s'arrêtent au niveau de l'étage 06 (+25.00m).

Vx1, Vx2, et Vy1 : ils s'arrêtent au niveau de l'étage 08 (+32.00 m).

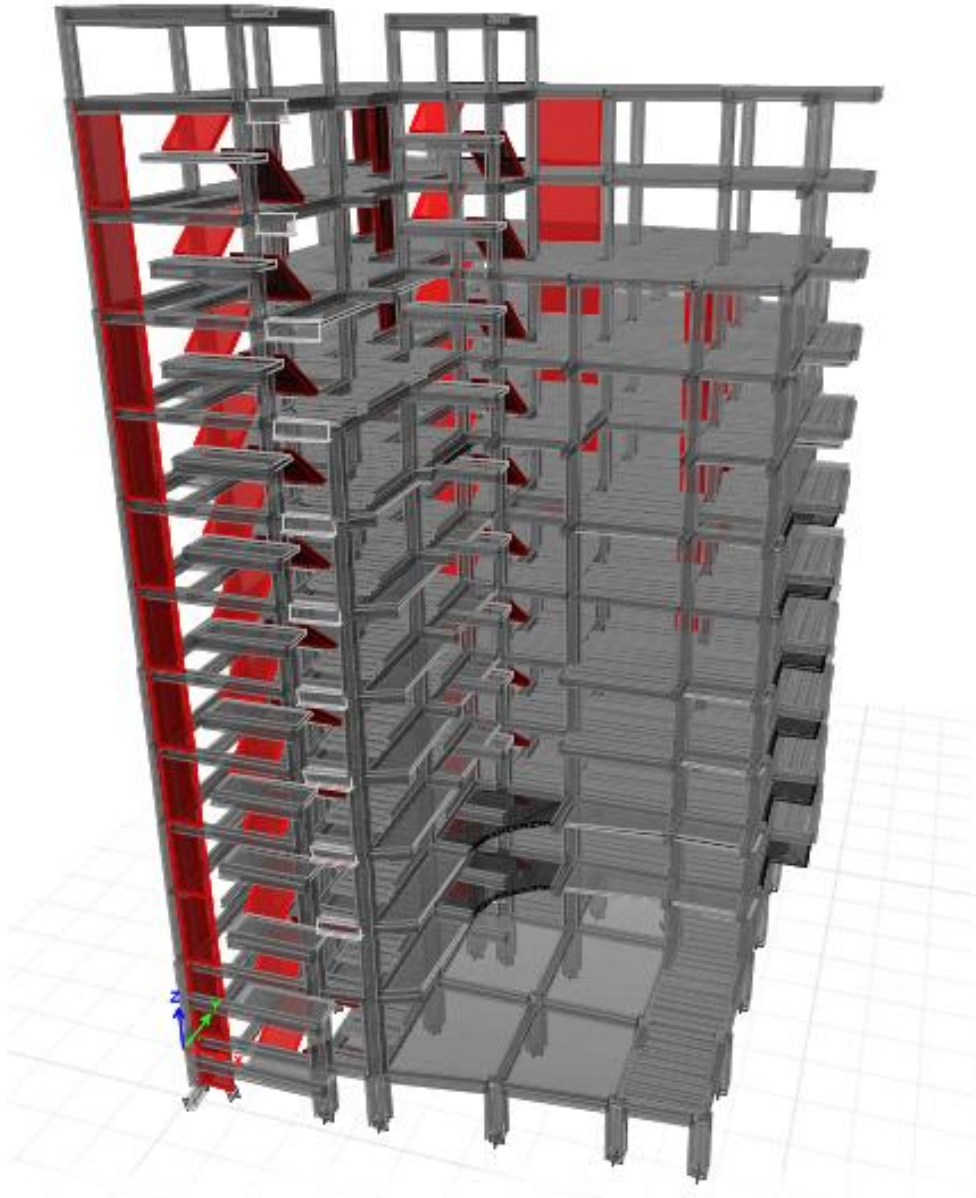


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS2016 16.2.0.

IV.4.4. Période de vibration et participation massique

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

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	1,094	0,6865	0,0048	0,6865	0,0048
2	1,044	0,0041	0,7059	0,6905	0,7107
3	0,983	0,0096	0,0016	0,7002	0,7123
4	0,395	0,0067	0,0737	0,7069	0,786
5	0,373	0,1181	0,0058	0,825	0,7918
6	0,345	0,0002	0,0322	0,8252	0,8241
7	0,236	0,0019	0,0329	0,8271	0,857
8	0,207	0,0469	0,0033	0,874	0,8602
9	0,194	0,0017	0,0145	0,8757	0,8747
10	0,159	0,0019	0,0147	0,8776	0,8895
11	0,138	0,0153	0,0072	0,893	0,8966
12	0,136	0,0006	0,0001	0,8936	0,8967
13	0,131	0,0072	0,0033	0,9008	0,9001

Tableau. IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

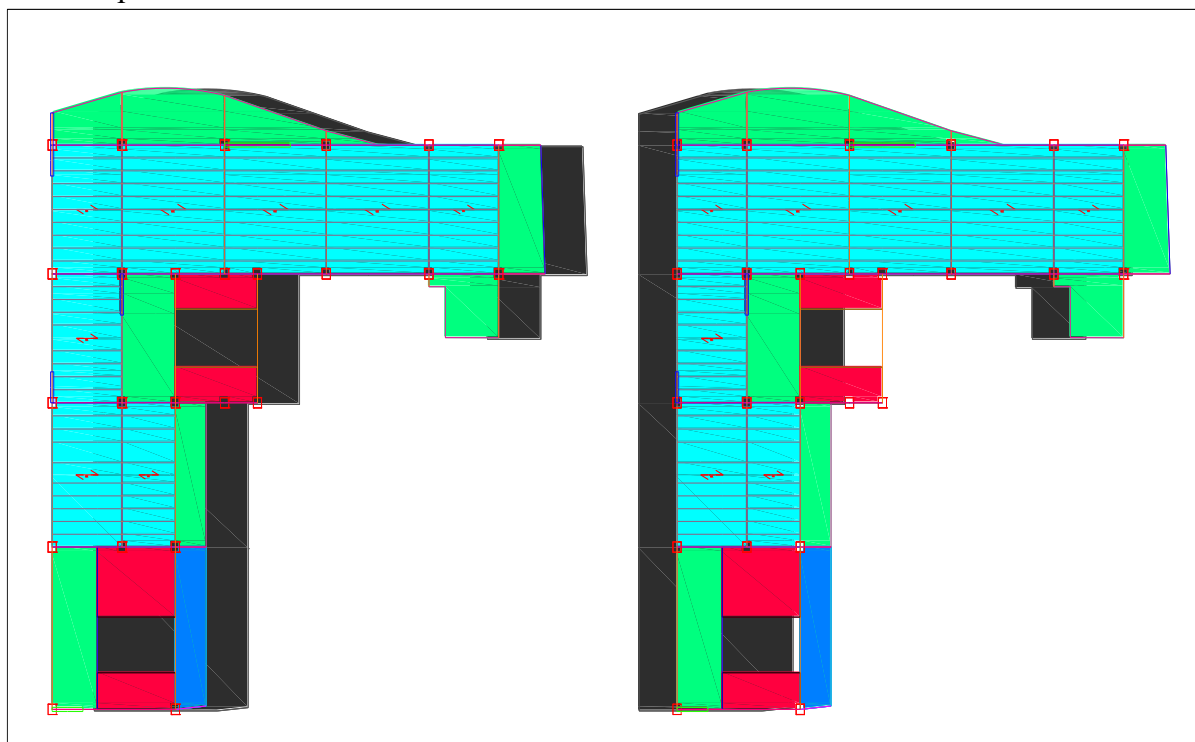


Figure. IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X au niveau de l'étage 10).

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

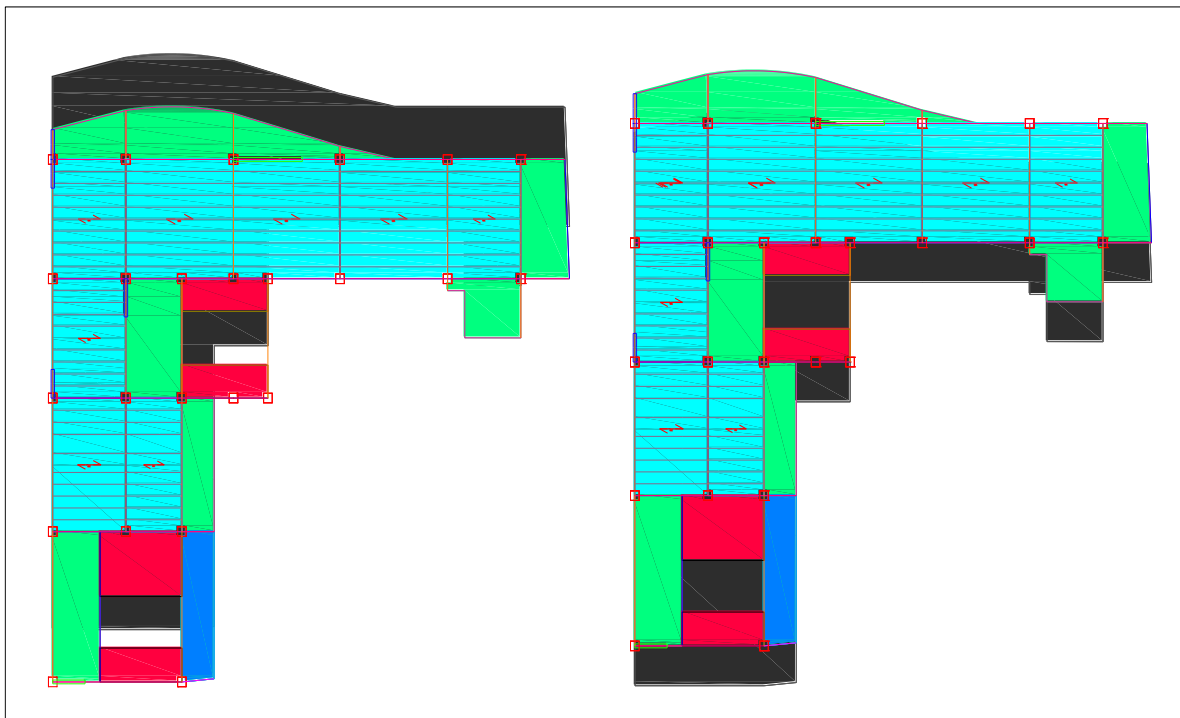


Figure. IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y au niveau de l'étage 10).

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

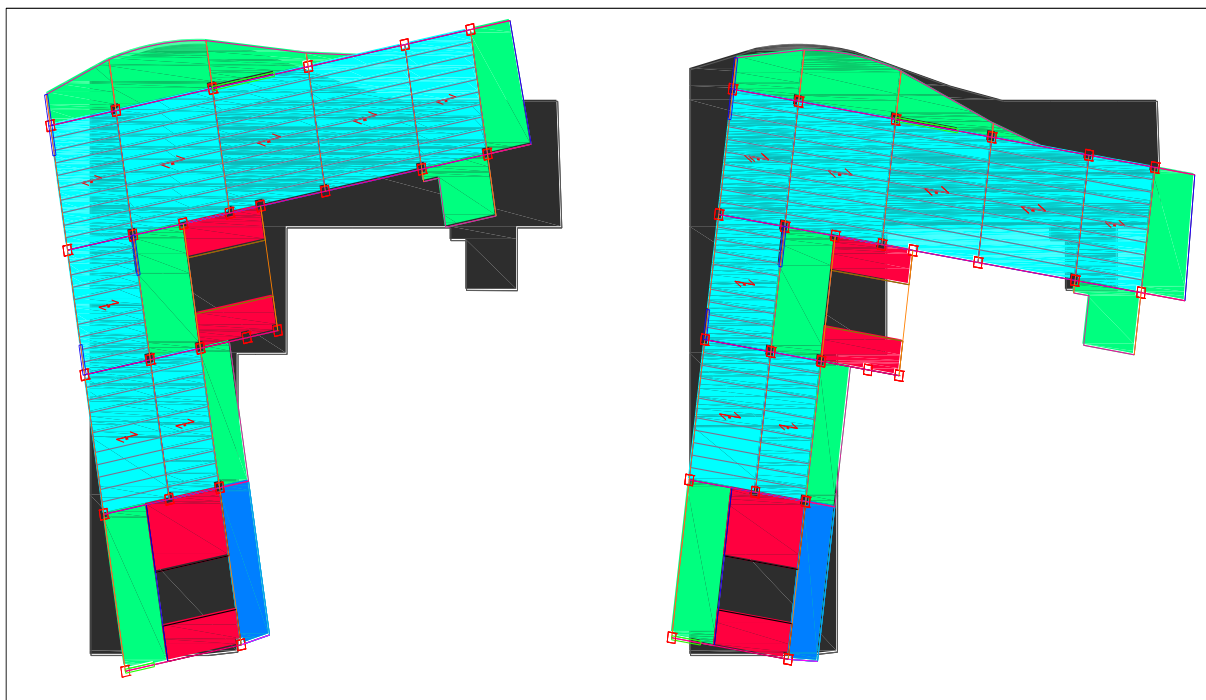


Figure. IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z au niveau de l'étage 10).

IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis des exigences RPA99/2003

IV.5.1. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2333.63	2224.91	Vérifiée
Suivant Y-Y	2383.49	2414.63	Non vérifiée

Tableau. IV.3. Vérification des forces sismiques à la base.

Remarque :

Dans le (yy) l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Résultats obtenus après amplification :

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2333.63	2224.91	Vérifiée
Suivant Y-Y	2453.95	2414.63	Vérifiée

Tableau. IV.4. Vérification des forces sismiques à la base après amplification.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N/(f_{c28} \times B)$

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

B : l'aire (section brute) de cette dernière ; $f_{cj}=25\text{MPa}$: la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante :

$$\gamma = N/(f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
10	0.1225	266.87	0.087	Vérifiée
9	0.1225	567.95	0.18	Vérifiée
8	0.16	773.58	0.19	Vérifiée
7	0.16	880.84	0.22	Vérifiée
6	0.2025	1068.1	0.21	Vérifiée
5	0.2025	1272.75	0.25	Vérifiée
4	0.25	1496.93	0.24	Vérifiée
3	0.25	1730.51	0.28	Vérifiée
2	0.3025	1981.75	0.26	Vérifiée
1	0.3025	2239.72	0.3	Vérifiée
RDC	0.33	2732.78	0.33	Non vérifiée
S-sol	0.36	3705.22	0.41	Non vérifiée

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Remarque : l'effort normal réduit n'est pas vérifié au niveau de l'RDC, et le sous-sol, pour cela on doit redimensionner les poteaux en augmentant leurs sections comme suit :

Etages	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème}	3 ^{et} 4 ^{ème}	5 ^{et} 6 ^{ème}	7 ^{et} 8 ^{ème}	9 ^{et} 10 ^{ème}
Section b*h[cm ²]	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40

Tableau IV.6. Redimensionnement des poteaux.

✚ Effort normal réduit après redimensionnement :

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
10	0.16	265.24	0.066	Vérifiée
9	0.16	497.72	0.12	Vérifiée
8	0.2025	769.85	0.15	Vérifiée
7	0.2025	887.28	0.17	Vérifiée
6	0.25	1077.94	0.17	Vérifiée
5	0.25	1284.35	0.2	Vérifiée
4	0.3025	1509.15	0.19	Vérifiée
3	0.3025	1743.06	0.23	Vérifiée
2	0.36	1993.37	0.22	Vérifiée
1	0.36	2313.25	0.25	Vérifiée
RDC	0.4225	2850.98	0.27	Vérifiée
S-sol	0.49	3765.22	0.3	Vérifiée

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

D'après les résultats obtenus dans le tableau on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux.

IV.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations : $F_v/(F_v+F_p) \leq 20\%$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations : $F_p/(F_v+F_p) \geq 80\%$

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations : $F_v/(F_v+F_p) \leq 75\%$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations : $F_p/(F_v+F_p) \geq 25\%$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S-sol	59630,4296	9388,8914	86,3967201	13,6032799
RDC	52654,7648	8872,6401	85,5793689	14,4206311
1	46333,832	8274,7299	84,8471932	15,1528068
2	40444,789	7483,2294	84,3865245	15,6134755
3	34536,7265	6972,8759	83,2017762	16,7982238
4	29012,3144	6070,9232	82,6956586	17,3043414
5	23599,5819	5375,2547	81,4485418	18,5514582
6	18499,6338	4286,0056	81,1898823	18,8101177
7	13805,0862	3213,2734	81,118783	18,881217
8	8971,4793	2192,9503	80,3577041	19,6422959
9	5258,3718	1188,4269	81,5656273	18,4343727
10	2433,9672	518,5317	82,4375311	17,5624689

Tableau IV.8. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
S-sol	1815,1722	960,9136	65,386026	34,613	1793,6414	863,6268	67,499449	32,500
RDC	1391,0699	1295,625	51,776245	48,223	1196,1066	1290,378	48,104310	51,895
1	1623,0591	909,278	64,093327	35,906	1259,2645	1028,121	55,052548	44,947
2	1708,0205	669,4944	71,840580	28,159	1261,2118	879,8592	58,905650	41,094
3	1458,8497	719,5291	66,969514	33,030	1058,7396	923,2887	53,416976	46,583
4	1461,6758	519,9996	73,759597	26,240	1071,8741	727,6399	59,564643	40,435
5	1158,1919	608,0756	65,572847	34,427	830,3699	765,6712	52,026849	47,973
6	1117,7197	400,8954	73,601250	26,398	778,9259	591,1725	56,851821	43,148
7	817,1467	452,4386	64,363276	35,636	731,6688	365,6126	66,680142	33,319
8	757,1158	217,5133	77,682453	22,317	664,3696	155,1221	81,070937	18,929
9	351,0382	293,7732	54,440445	45,559	275,5657	225,3645	55,010797	44,989
10	317,7097	96,6531	76,674281	23,325	224,1163	60,5794	78,721350	21,278

Tableau IV.9. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

IV.5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h _k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	1(%) h _k	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	Δ _k (m)	1(%) h _k
10	3.5	0.032	0.16	0.15	0.01	0.035	0.029	0.145	0.135	0.01	0.035
9	3.5	0.03	0.15	0.16	0.01	0.035	0.027	0.135	0.125	0.01	0.035
8	3.5	0.03	0.16	0.14	0.01	0.035	0.025	0.125	0.11	0.015	0.035
7	3.5	0.028	0.14	0.125	0.015	0.035	0.022	0.11	0.1	0.01	0.035
6	3.5	0.025	0.125	0.105	0.02	0.035	0.02	0.1	0.085	0.015	0.035
5	3.5	0.021	0.105	0.09	0.015	0.035	0.017	0.085	0.075	0.01	0.035
4	3.5	0.018	0.09	0.07	0.02	0.035	0.015	0.075	0.06	0.015	0.035
3	3.5	0.014	0.07	0.05	0.02	0.035	0.012	0.06	0.045	0.015	0.035
2	3.5	0.01	0.05	0.035	0.015	0.035	0.0091	0.045	0.031	0.014	0.035
1	3.5	0.007	0.035	0.019	0.016	0.035	0.0061	0.031	0.016	0.015	0.035
RDC	4	0.0037	0.019	0	0.019	0.04	0.0032	0.016	0	0.0165	0.04

Tableau IV.10. Vérifications des déplacements de niveaux.

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

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

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K = $\sum_{i=K}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K: Hauteur de l'étage "k".

✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.

✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
10	3.5	2480,1496	0,0100	422,4216	0,017	0,0100	342,4874	0,021
9	3.5	5415,1432	0,0100	738,7496	0,021	0,0100	623,6817	0,025
8	3.5	9268,4479	0,01	1076,0566	0,025	0,0150	940,1443	0,042
7	3.5	14167,2516	0,0150	1420,5466	0,043	0,0100	1277,733	0,032
6	3.5	19013,8357	0,0200	1704,2482	0,064	0,0150	1572,3308	0,052
5	3.5	24233,9827	0,0150	1972,3513	0,053	0,0100	1850,3264	0,037
4	3.5	29354,9366	0,0200	2204,7517	0,076	0,0150	2090,8316	0,060
3	3.5	34765,1688	0,02	2421,2834	0,082	0,015	2304,1369	0,065
2	3.5	40163,6807	0,0150	2620,2277	0,066	0,0140	2479,3527	0,065
1	3.5	45797,1847	0,0160	2781,0304	0,075	0,0150	2613,2286	0,075
RDC	4	51530,0825	0,0190	2893,268	0,085	0,0160	2698,8546	0,076

Tableau IV.11. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

D'après les résultats obtenus on voit bien que les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

- Epaisseur des voiles : **e = 16cm** et **e = 18cm**.
- Poutres Principales **(35×50) cm²** ; Poutres Secondaires **(35×40) cm²**, et pour les poteaux :

Etages	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème}	3 ^{et} 4 ^{ème}	5 ^{et} 6 ^{ème}	7 ^{et} 8 ^{ème}	9 ^{et} 10 ^{ème}
Section b*h[cm ²]	70*70	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40

Tableau IV.12. Dimensions finales des poteaux.

Chapitre V

V.1. Introduction

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.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

- **Hypothèses.**

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale pour chaque élément est celle donnée par le RPA99/2003.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots \dots \dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .

- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

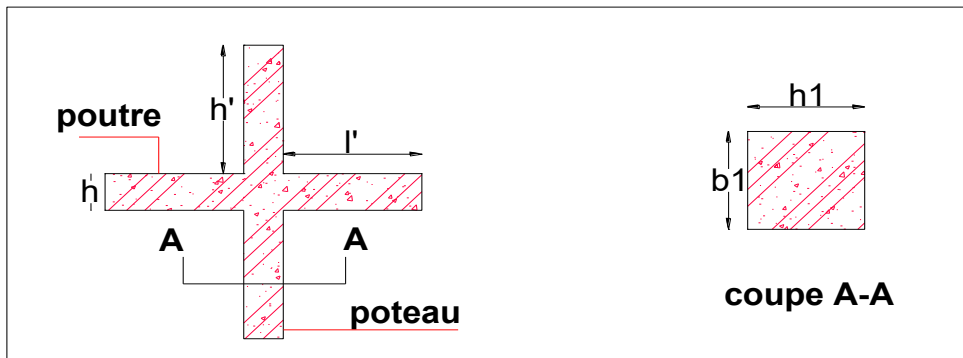


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A max (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de Recouvrement
Sous-sol	70×70	39.2	196	294
RDC	65×65	33.8	169	253.5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
Terrasse accessible	35×35	9.8	49	73.5

Tableau V.1. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel **ETABS2016 16.2.0**, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	KN (KN)	M (KN.m)	KN (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
S-Sol	-3765.22	128.35	694.73	43.10	196.9	-2325.76	175.48
RDC	-2909.53	49.73	207.04	9.53	145.51	-2659.57	89.63
Etages1 et 2	-2543.34	9.69	-208.47	22.88	159.16	-1195.38	105.24
Etages3 et 4	-1950.08	77.62	-202.95	35.0315	137.48	-980.66	106.15
Etages 5 et 6	-1481.82	19.32	-136.37	13.25	108.5236	-715.15	93.30
Etages7 et 8	-1125.54	28.67	-27.54	5.34	83.06	-753.67	104.94
Etages 9 et 10	-620.78	28.07	15.56	2.31	64.43	479.14	80.93
Cage-escalier	-117.61	4.07	17.96	15.42	35.78	-53.93	34.18

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.

V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux

➤ **Ferrailage longitudinal**

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) .
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

➤ **Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du **sous-sol**, et le reste des résultats de ferrailage pour les autres niveaux seront donnés dans le tableau récapitulatif **V.3**.

1^{er} Cas : $N^{\max} = -3765.22 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 128.36 \text{ KN.m}$ (G+Q+Ex^{min})

$b = 70 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 67 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.034 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,35 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieurs de la section

N est un effort de compression et le centre de pression à l'intérieurs de la section du béton, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 128.36 + 3765.23 \left(0.67 - \frac{0.7}{2} \right) = 1.33 \text{ MN.m.}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \Rightarrow 1.07 < 1.91 \Rightarrow \text{SPC}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1333.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1333.23 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0.7 \times 0,67^2} = 0,229$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B} ; \mu_{bu} = 0.229 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.330 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,581 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 57.33 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -36.80 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{A=0}.$$

2^{ème} Cas : $N^{\max} = -2325.7691 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 196.90 \text{ KN.m}$ (G+Q+Ey^{min})

$e_G = \frac{M}{N} = 0.084 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,35 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieurs de la section

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \Rightarrow 0.547 < 1.91 \Rightarrow \text{SPC}$$

$$A_1 = 38.54 \text{ cm}^2 ; A = -19.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{A=0}.$$

3^{ème} Cas : $N^{\max} = 694.7392 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 43.10 \text{ KN.m}$ (0.8G+ Ex)

$e_G = \frac{M}{N} = 0.06 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,35 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieurs de la section, et N est un effort de traction \Rightarrow **SET**.

$$A_1 = 7.05 \text{ cm}^2 ; A_2 = 10.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{A=10.21 \text{ cm}^2}.$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux pour les autres niveaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous- Sol	70×70	S.E.T	10.21	39.2	44.76	8HA20+4HA25
RDC	65×65	S.E.T	2.18	33.8	37.7	12HA20
Etages 1 et 2	60×60	S.P.C	0	28.8	33.17	8HA20+4HA16
Etages 3 et 4	55×55	S.P.C	0	24.2	28.65	8HA16+4HA20
Etages 5 et 6	50×50	S.P.C	0	20	22.24	8HA16+ 4HA14
Etages 7 et 8	45×45	S.P.C	0.048	16,2	22.24	8HA16+ 4HA14
Etage 9 et 10	40×40	S.E.T	0.024	12.8	16.84	8HA14+ 4HA12
Terrasse-acc	35×35	S.P.C	2.17	9.8	13.57	12HA12

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.

➤ **Ferrailage transversale (Art 7.4.2.2)**

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

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

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

t : l'espacement des armature transversales tel que:

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa.
- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$ en zone IIa.

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En pourcentage (%) est donnée comme suit :

- $A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpolations entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g : \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Niveaux	S-Sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 9 et 10	Terrasse Accessibl
Sections	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
ϕ_l^{min} (cm)	2	2	1.6	1.6	1,4	1,4	1,4	1.2
l_f (cm)	161	245	210	210	210	210	210	161
λ_g	2.3	3.77	3.5	3.82	4.2	4.67	5.25	4.6
V(KN)	175.48	89.63	118.26	106.15	100.16	104.94	80.93	34.18
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2.5	3.75
A_t (cm ²)	3.53	1.94	2.77	2.71	2.82	3.28	1.90	0.92
A_t^{min} (cm ²)	5.6	3.18	2.55	2.78	3	3.23	1.2	2.45
A_t^{adop} (cm ²)	8HA10= 6.28cm ²	6HA10 = 4.71 cm ²					4HA10=3.14cm ²	

Tableaux V.4. Ferrailages transversaux des poteaux.

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t = 10mm \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33mm \dots \dots \dots \text{Vérfifiée}$$

V.2.4. Vérifications nécessaires

- Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ c'est la section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
Sous-Sol	3765.22	0.2	7.96	0.84	0.462	0.203	Vérifiée
RDC	2909.53	0.18	13.61	0.82	0.396	0.142	Vérifiée
Etg 1 et 2	2543.34	0.17	12.35	0.82	0.336	0.141	Vérifiée
Etg 3 et 4	1950.08	0.15	14	0.82	0.280	0.108	Vérifiée
Etg 5 et 6	1481.82	0.14	15	0.81	0.230	0.083	Vérifiée
Etg 7 et 8	1125.54	0.129	16.28	0.81	0.184	0.063	Vérifiée
Etg 9 et 10	620.78	0.11	19.09	0.8	0.144	0.035	Vérifiée
T.Accessible	117.61	0.1	16.1	0.81	0.108	0.006	Vérifiée

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

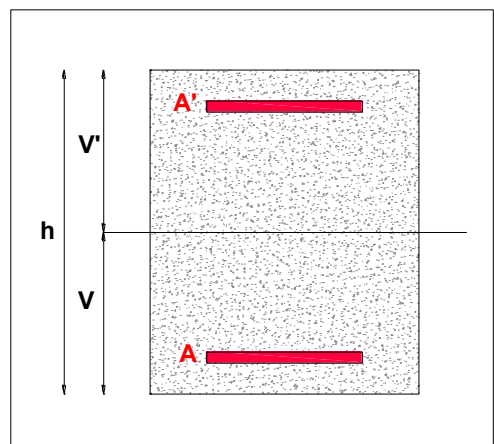


Figure V.2. Section d'un poteau.

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveaux	Sous Sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	70×70 SEC	65×65 SEC	60×60 SEC	55×55 SEC	50×50 SEC	45×45 SEC
d (cm)	67	62	57	52	47	42
A (cm ²)	44.76	37.7	33.17	28.65	22.24	22.24
V (cm)	38.85	35.9	33.27	30.54	27.59	25.25
V' (cm)	31.14	29.01	26.72	24.45	22.4	19.74
I _{yy} (m ⁴)	0.026	0.019	0.013	0.009	0.006	0.004
N _{ser} (MN)	2.268	2.102	1.837	1.411	1.073	0.815
M _{ser} (MN.m)	0.093	0.075	0.065	0.0584	0.0588	0.0591
M _{serG} (MN.m)	0.18	0.148	0.125	0.101	0.085	0.098
σ _{bc1} (MPa)	6.76	7.16	7.47	7.2	7.35	8.97
σ _{bc2} (MPa)	1.90	2.14	2.08	1.58	0.88	0.85
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Remarque : pour les poteaux de l'étage 9+10 (poteaux 40×40), et la terrasse accessible (poteaux 35×35), la section est partiellement comprimé (SPC), la vérification se fait comme suit :

- Etage 9 et 10 (poteaux 40×40): N_{ser} = 450.32 KN ; M_{ser} = 46.38 KN

$$N^{ser} \text{ (compression)} \rightarrow C = e_G - y_c = -0.097 \text{ m} \quad \text{Avec : } \begin{cases} e_G = \frac{M}{N} = 0.103 \text{ m} \\ y_c = \frac{h}{2} = 0.2 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \end{cases}$$

$$(A'=0) \Rightarrow \begin{cases} p = -0.25 \text{ m}^2 \\ q = -0.05 \text{ m}^3 \end{cases}$$

On a : 4p³ + 27q² = 0.005 > 0 ⇒ une seule racine avec : p < 0 et q < 0

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 0.0097$$

$$t = (\sqrt{\Delta} - q) = (0.1200 + 0.1139) = 0.044 \quad ; \quad z = t^{1/3} = (0.044)^{1/3} = 0.353$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} = 0.353 + \frac{0.25}{3 \times 0.353} = 0.589 \text{ m} ; \quad y = y_c + c = 0.589 + 0.303 = 0.893 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15 A (d-y) ; \quad \mu_t = \frac{0.4 \times 0.893^2}{2} - (15 \times 16.84 \times 10^{-4} (0.37 - 0.893)) = 0.172 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} = \frac{450.32 \times 10^{-3} \times 0.893}{0.172} = 2.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Terrasse accessible (poteaux 35×35):** $N_{ser} = 86.26 \text{ KN}$

$$\begin{cases} p = -0.875 \text{ m}^2 \\ q = -0.292 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = -0.013, \quad t = 0, \quad z = 0, \quad y_c = -0.416, \quad y = 0.101, \quad \mu_t = 0.002$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} = \frac{86.26 \times 10^{-3} \times 0.101}{0.002} = 3.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
Sous-Sol	70×70	1.61	2.3	0.04	67	175.48	0.374	1.00	Vérifiée
RDC	65×65	2.45	3.77	0.04	62	89.63	0.222	1.00	Vérifiée
Etages 1 et 2	60×60	2.1	3.5	0.04	57	118.26	0.345	1.00	Vérifiée
Etages 3 et 4	55×55	2.1	3.82	0.04	52	106.15	0.371	1.00	Vérifiée
Etages 5 et 6	50×50	2.1	4.2	0.04	47	100.16	0.426	1.00	Vérifiée
Etages 7 et 8	45×45	2.1	4.67	0.04	42	104.94	0.555	1.00	Vérifiée
Etages 9 et 10	40×40	2.1	5.25	0.075	37	80.93	0.546	1.875	Vérifiée
Terrasse-Acc	35×35	1.61	4.6	0.04	32	34.18	0.305	1.00	Vérifiée

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Niveaux	S-sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 9 et 10	Terr Access
Sections	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
L' (cm)	P.P	100	100	100	100	100	100	100
	P.S	80	80	80	80	80	80	80
h' (cm)	70	66	60	60	60	60	60	60

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
 ϕ_l : diamètre min des barres longitudinales
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 25 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2.5 = 100\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 100\text{cm}$.

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80\text{cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$.

➤ **Schémas de ferrailage**

Voir la planche de ferrailage.

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.3.1. Recommandations

➤ **Armatures longitudinales : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

h : hauteur de la poutre

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

- Poutres principales

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS2016 16.2.0**.

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	V(KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	Travée	183.62	219.58	10.5	8.75	10.65	3HA16+3HA14
	Appui	-200.63		11.55	8.75	12.06	6HA16
RDC	Travée	313.79	367.64	19.08	8.75	20.76	3HA25+3HA16
	Appui	-340.6		21.02	8.75	22.39	2HA25+4HA20
Etage 1	Travée	317.96	371.90	19.38	8.75	20.76	3HA25+3HA16
	Appui	-344.25		21.29	8.75	22.39	2HA25+4HA20
Etage 2	Travée	298.43	350.39	18	8.75	18.85	6HA20
	Appui	-322.12		19.68	8.75	20.76	3HA25+3HA16
Etage 3	Travée	268.26	284.10	15.93	8.75	16.59	4HA20+2HA16
	Appui	-291.32		17.51	8.75	18.85	6HA20
Etage 4	Travée	234.69	260.40	13.71	8.75	14.04	3HA20+3HA14
	Appui	-255.92		15.11	8.75	15.45	3HA20+3HA16
Etage 5	Travée	211.29	205.36	12.21	8.75	12.44	2HA20+4HA14
	Appui	-231.21		13.49	8.75	14.04	3HA20+3HA14
Etage 6	Travée	151.48	168.36	8.53	8.75	9.24	6HA14
	Appui	-181.83		10.37	8.75	10.65	3HA16+3HA14
Etage 7	Travée	99.4	168.36	6.38	8.75	6.79	6HA12
	Appui	-153.09		8.62	8.75	9.24	6HA14
Etage 8	Travée	123.48	165.54	8.02	8.75	8.42	4HA14+ 2HA12
	Appui	-145.39		8.14	8.75	8.42	4HA14+ 2HA12
Etage 9	Travée	120.19	155.01	7.92	8.75	8.01	3HA14+3HA12
	Appui	-136.74		7.65	8.75	8.01	3HA14+3HA12
Etage 10	Travée	73.213	124.69	4.59	8.75	4.62	3HA14
	Appui	-109.5		6.06	8.75	6.79	6HA12
Terrasse accessibl	Travée	74.01	74.52	4.69	8.75	6.79	6HA12
	Appui	-44.41		2.39	8.75	3.39	3HA12

Tableau V.9.Sollicitation et ferrailage des poutres principales (35×50) cm².

• Poutres secondaires

Niveaux	Localisation	M (KN.m)	V(KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	Travée	99.83	115.91	7.17	7	8.01	3HA14+3HA12
	Appui	-100.46		7.21	7	8.01	3HA14+3HA12
RDC	Travée	167.47	200.61	12.64	7	15.45	3HA20+3HA16
	Appui	-179.38		13.65	7	15.45	3HA20+3HA16
Etage 1	Travée	183.18	223.13	14.01	7	15.45	3HA20+3HA16
	Appui	-200.36		15.32	7	15.45	3HA20+3HA16
Etage 2	Travée	178.71	217.94	13.56	7	15.45	3HA20+3HA16
	Appui	-197.13		15.25	7	15.45	3HA20+3HA16
Etage 3	Travée	159.06	208.01	11.93	7	12.06	6HA16
	Appui	-189.96		14.53	7	15.45	3HA20+3HA16
Etage 4	Travée	138.42	188.94	10.22	7	12.06	6HA16
	Appui	-173.83		13.19	7	15.45	3HA20+3HA16
Etage 5	Travée	110.75	171.56	8.01	7	9.24	6HA14
	Appui	-159.74		11.99	7	12.06	6HA16
Etage 6	Travée	99.73	148.89	7.16	7	9.24	6HA14
	Appui	-139.79		10.33	7	12.06	6HA16
Etage 7	Travée	98.67	123.90	7.08	7	8.01	3HA14+3HA12
	Appui	-133.62		9.83	7	10.65	3HA16+3HA14
Etage 8	Travée	93.71	104.63	6.70	7	8.01	3HA14+3HA12
	Appui	-128.59		9.42	7	10.65	3HA16+3HA14
Etage 9	Travée	46.06	85.14	3.19	7	3.39	3HA12
	Appui	-95.58		8.03	7	9.24	6HA14
Etage 10	Travée	33.61	63.60	2.31	7	3.39	3HA12
	Appui	-73.11		5.16	7	6.79	6HA12
Terrasse accessibl	Travée	33.81	59.08	2.03	7	6.76	3HA12
	Appui	-43.06		2.97	7	3.39	3HA12

Tableau V.10. Sollicitations et ferrailage des poutres secondaires (35×40) cm².

➤ Vérification des armatures selon le RPA99 (art 7.5.2.1)

❖ Armatures longitudinales

✓ Pourcentage maximum des armatures longitudinales

$$P_{\text{principale}} \begin{cases} A_{\text{max}} = 4\% b \times h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone courante} \\ A_{\text{max}} = 6\% b \times h = 0.06 \times 35 \times 50 = 105\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

$$P_{\text{secondaire}} \begin{cases} A_{\text{max}} = 4\% b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone courante} \\ A_{\text{ma}} = 6\% b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{En zone recouvrement} \end{cases}$$

✓ Les longueurs de recourent

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone de recouvrement

\emptyset : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres principales.

Pour $\emptyset = 25 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 100 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Armatures transversales**

✓ **Calcul de \emptyset_t**

Le \emptyset des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\begin{cases} \Phi \leq \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{35}{10}\right) = 12 \text{ mm} \dots\dots P_{\text{principale}} \\ \Phi \leq \min\left(\Phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = 11.42 \text{ mm} \dots\dots P_{\text{secondaire}} \end{cases} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on adopte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$, Soit 1 cadre + 1 étrier de $\Phi 8$.

✓ **Calcul des espacements S_t**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)** :

$$\begin{matrix} P_{\text{prin}} & \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \Phi_l\right) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right. \\ P_{\text{secon}} & \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \Phi_l\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right. \end{matrix}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{\text{min}} = 0,3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\text{min}} = 2.11 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\text{min}} = 1,70 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	371,908	2,26	3,33	Vérifiée
Secondaires	223,136	1,72	3,33	Vérifiée

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Poutres	V^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	371,9	344,25	22,39	10,69	-12,7	Vérifiée
Secondaires	223,136	200,36	15,45	6,41	-10,88	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

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

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	89,29	8,42	15,16	16869	8,02	15	Vérifiée
	Appui	-108,22	22,39	21,93	334128	7,10	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	52,67	8,01	12,87	94829	7,15	15	Vérifiée
	Appui	-85,26	15,45	16,48	149801	9,38	15	Vérifiée

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.

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

La vérification de la flèche se fait pour la poutre principale et secondaire les plus défavorables données par le logiciel **ETABS2016 16.2.0**. Le calcul de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- 1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- 2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- 3) $L < 8 \text{ m}$

- Poutres principales** $M_t = 317.962 \text{ KN.m}$ $M_0 = 123.5 \text{ KN.m}$

 $\left\{ \begin{array}{l} h = 50 \text{ cm} < h_f = 128.7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non vérifié} \\ L = 5.00 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ A = 20.76\text{cm}^2 > A_f = 17.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non vérifié} \end{array} \right.$

L[m]	At[cm ²]	Fgv [mm]	Fji [mm]	Fpi [mm]	Fgi[mm]	Δf[mm]	Fadm[mm]	Obs
5	20,76	0,73	0,18	0,34	0,24	0,65	10	OK

Tableau V.14. Calcul de la flèche dans les poutres principales.

- Poutres secondaires** $M_t = 183.18 \text{ KN.m}$ $M_0 = 146.11 \text{ KN.m}$

 $\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} < h_f = 62.05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Non vérifié} \\ L = 4.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifié} \\ A = 15.45\text{cm}^2 > A_f = 13.59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non vérifié} \end{array} \right.$

L[m]	At[cm ²]	Fgv [mm]	Fji [mm]	Fpi [mm]	Fgi[mm]	Δf[mm]	Fadm[mm]	Obs
4,95	15,45	1,2	0,29	0,6	0,4	1,2	9,9	OK

Tableau V.15. Calcul de la flèche dans les poutres secondaires.

➤ **Vérification de la zone nodale**

Le RPA99/2003(Art 7.6.2)

Exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 (|M_W| + |M_E|)$$

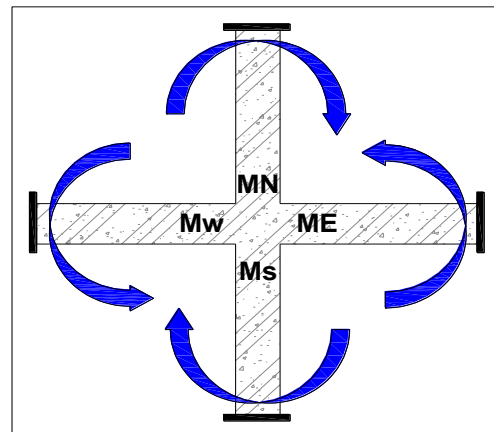
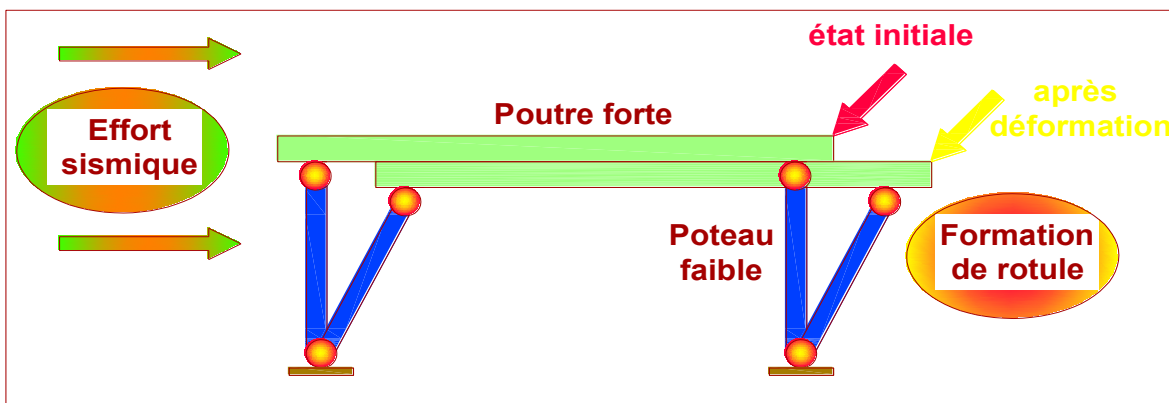


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales.

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.



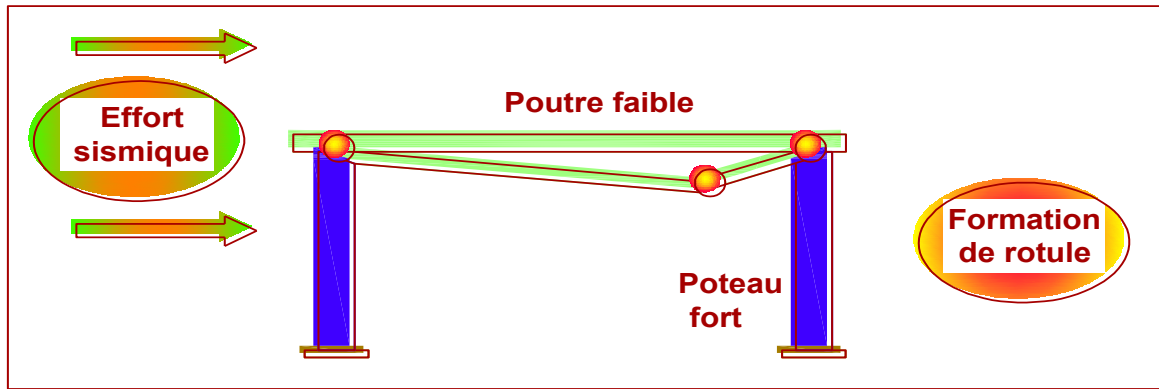


Figure V.4. Formation de rotules plastiques.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = fe/\gamma_s$$

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
S-sol	70	63	16.10	348	352.98
RDC	65	58.5	12.57	348	256
Etages 1 et 2	60	54	10.30	348	193.56
Etages 3 et 4	55	49.5	10.30	348	177.43
Etages 5 et 6	50	45	7.10	348	111.19
Etages 7 et 8	45	40.5	7.10	348	100.07
Etages 9 et 10	40	36	5.34	348	66.9
T-accessible	35	31.5	4.52	348	49.55

Tableau V.16. Moments résistants dans les poteaux.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poutres principales :**

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
S-sol	50	45	12.06	348	188.86
RDC+étage 1	50	45	22.39	348	350.62
Etage 2	50	45	20.76	348	325.1
Etages 3	50	45	18.85	348	295.19
Etages 4	50	45	15.45	348	241.9
Etages 5	50	45	14.04	348	219.55
Etages 6	50	45	10.65	348	166.77
Etages 7	50	45	9.24	348	144.69
Etages 8	50	45	8.42	348	131.85
Etages 9	50	45	8.01	348	125.43
Etages 10	50	45	6.79	348	106.33
T-accessible	50	45	3.39	348	53.09

Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres principales.

➤ Détermination du moment résistant dans les poutres secondaires :

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
S-sol	40	36	8.01	348	100.35
RDC + étage 1 et 2	40	36	15.45	348	193.56
Etage 3 et 4	40	36	15.45	348	193.56
Etages 5 et 6	40	36	12.06	348	151.09
Etages 7 et 8	40	36	10.65	348	133.42
Etages 9	40	36	9.24	348	115.76
Etages 10	40	36	6.79	348	85.07
T-accessible	40	36	3.39	348	42.46

Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
S-sol	352.98	352.98	705.96	188.86	188.86	472.15	Vérifiée
R.D.C	256	352.98	608.98	378.2	378.2	945.5	Non vérifiée
Etage1	193.56	256	449.56	378.2	378.2	945.5	Non vérifiée
Etage2	193.56	193.656	387.12	325.1	325.1	812.75	Non vérifiée
Etage3	177.43	193.56	371	325.1	325.1	812.75	Non vérifiée
Etage4	177.43	177.43	354.86	241.95	241.95	604.88	Non vérifiée
Etage5	111.19	177.43	288.62	241.95	241.95	604.88	Non vérifiée
Etage6	111.19	111.19	222.38	166.78	166.78	416.95	Non vérifiée
Etage7	100.07	111.19	211.26	144.7	144.7	361.75	Non vérifiée
Etage8	100.07	100.07	200.14	144.7	144.7	361.75	Non vérifiée
Etage9	66.9	100.07	166.97	125.44	125.44	313.6	Non vérifiée
Etage10	66.9	66.9	133.8	106.33	106.33	265.83	Non vérifiée
T-accessible	49.55	66.9	116.45	53.09	53.09	132.73	Non vérifiée

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens principal.

Remarque n°01 : La condition n'est pas vérifiée dans le sens principal pour certains niveaux, donc on doit augmenter la section d'armature dans les poteaux.

❖ Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
S-sol	352.98	352.98	705.96	100.35	100.35	250.88	Vérifiée
R.D.C	256	352.98	608.98	193.56	193.56	483.9	Vérifiée
Etage1	193.56	256	449.56	193.56	193.56	483.9	Non vérifiée

Etage2	193.56	193.56	387.12	193.56	193.56	483.9	Non vérifiée
Etage3	177.43	193.56	371	193.56	193.56	483.9	Non vérifiée
Etage4	177.43	177.43	354.86	193.56	193.56	483.9	Non vérifiée
Etage5	111.19	177.43	288.62	151.09	151.09	377.73	Non vérifiée
Etage6	111.19	111.19	222.38	151.09	151.09	377.73	Non vérifiée
Etage7	100.07	111.19	211.26	133.42	133.42	333.55	Non vérifiée
Etage8	100.07	100.07	200.14	133.42	133.42	333.55	Non vérifiée
Etage9	66.9	100.07	166.97	115.76	115.76	289.4	Non vérifiée
Etage10	66.9	66.9	133.8	85.07	85.07	212.68	Non vérifiée
T-accessible	49.55	66.9	116.45	42.46	42.46	106.15	Non vérifiée

Tableau V.20. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Remarque n°02 : La condition n'est pas vérifiée dans le sens secondaire pour certains niveaux, donc on doit augmenter la section d'armature dans les poteaux comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{adop} /face (cm ²)	Choix des barres /face	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous- Sol	70×70	24.54	5HA25	78.54	16HA25
RDC	65×65	24.54	4HA25+1HA20	78.54	16HA25
Etages 1 et 2	60×60	22.77	4HA25+1HA20	71.47	12HA25+4HA20
Etages 3 et 4	55×55	19.24	2HA25+3HA20	57.33	4HA25+12HA20
Etages 5 et 6	50×50	15.71	5HA20	50.27	16HA20
Etages 7 et 8	45×45	12.57	4HA20	37.70	12HA20
Etage 9 et 10	40×40	10.3	2HA20+ 2HA16	28.65	4HA20+8HA16
Terrasse-acc	35×35	4.52	4HA16	24.13	12HA16

Tableau V.21. Augmentation de la section d'armature dans les poteaux.

❖ **Vérification des zones nodales selon le sens principal**

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
S-sol	538.01	538.01	1076.03	188.86	188.86	472.15	Vérifiée
R.D.C	499.58	538.01	1037.60	378.2	378.2	945.5	Vérifiée
Etage1	427.89	499.58	927.5	378.2	378.2	945.5	Vérifiée
Etage2	427.89	427.89	855.80	325.1	325.1	812.75	Vérifiée
Etage3	331.43	427.89	759.32	325.1	325.1	812.75	Vérifiée
Etage4	331.43	331.43	662.86	241.95	241.95	604.88	Vérifiée
Etage5	246.02	331.43	577.5	241.95	241.95	604.88	Vérifiée
Etage6	246.02	246.02	492.04	166.78	166.78	416.95	Vérifiée
Etage7	177.16	246.02	423.20	144.7	144.7	361.75	Vérifiée
Etage8	177.16	177.16	354.33	144.7	144.7	361.75	Vérifiée
Etage9	129.03	177.16	306.20	125.44	125.44	313.6	Vérifiée
Etage10	129.03	129.03	258.06	106.33	106.33	265.83	Vérifiée

T-accessible	59.54	129.03	178.60	53.09	53.09	132.73	Vérifiée
---------------------	-------	--------	--------	-------	-------	--------	----------

Tableau V.22. Vérification des zones nodales selon le sens principal.

❖ **Vérification des zones nodales selon le sens secondaire**

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
S-sol	538.01	538.01	1076.03	100.35	100.35	250.88	Vérifiée
R.D.C	499.58	538.01	1037.6	193.56	193.56	483.9	Vérifiée
Etage1	427.89	499.58	927.5	193.56	193.56	483.9	Vérifiée
Etage2	427.98	427.89	855.8	193.56	193.56	483.9	Vérifiée
Etage3	331.43	427.98	759.32	193.56	193.56	483.9	Vérifiée
Etage4	331.43	331.43	662.86	193.56	193.56	483.9	Vérifiée
Etage5	246.02	331.43	576.5	151.09	151.09	377.73	Vérifiée
Etage6	246.02	246.02	492.04	151.09	151.09	377.73	Vérifiée
Etage7	177.16	246.02	423.20	133.42	133.42	333.55	Vérifiée
Etage8	177.16	177.16	354.33	133.42	133.42	333.55	Vérifiée
Etage9	129.03	177.16	306.2	115.76	115.76	289.4	Vérifiée
Etage10	129.03	129.03	258.06	85.07	85.07	212.68	Vérifiée
T-accessible	49.54	129.03	178.6	42.46	42.46	106.15	Vérifiée

Tableau V.23. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

➤ **Schémas de ferrailage des poutres**

Voir la planche de ferrailage.

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

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 leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles 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). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. 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 / m².

➤ Règles communes [RBA99 ver 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 $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

NB : Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS2016 16.2.0, les résultats seront résumés dans des tableaux.

❖ Exemple de calcul (V_{x4} //à X-X' au niveau du sous-sol + RDC)

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_{max} (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	-3350.013	2263.08	2429.66	-1952.63	-535.38	1025.08	645.44

Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile V_{x4} //à X-X.

V.4.3. Ferrailages

1^{er} cas : sous N_{max} et M_{cor} $N_{max} = 3350.013$ KN (compression), $M_{cor} = 2263.08$ KN.m

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (exl).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 3.00$ m, $d = 2.95$ m, $e = 0.18$ m, Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$, $f_{bu} = 18.48$ MN.m

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.67 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} > (0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 7.120 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 2.595 \text{ MN.m} < (0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu} = 9.68 \text{ MN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC). La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = 7120 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7120 \times 10^{-3}}{0,18 \times 2,95^2 \times 18,48} = 0.245$$

$$\mu_{bu} = 0.245 < \mu_l = 0.379 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.357$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,95(1 - 0,4 \times 0,357) = 2.528\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{7120 \times 10^{-3}}{2.528 \times 400} = 70.40 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 70.40 \times 10^{-4} - \frac{3350.013 \times 10^{-3}}{400} = -13.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des longueurs tendue et comprimée**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_1 = \frac{3350.013 \times 10^{-3}}{0,18 \times 3} + \frac{2263.08 \times 10^{-3}}{0.405} \cdot 1.5 = 14.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_1 = \frac{3350.013 \times 10^{-3}}{0,18 \times 3} - \frac{2263.08 \times 10^{-3}}{0.405} \cdot 1.5 = -2.18 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \quad \left\{ \begin{aligned} l_t &= \frac{2.18 \times 3}{14.58 + 2.18} = 0.39\text{m} \\ l_c &= L - 2l_t = 3 - 2 \times 0.39 = 2.22 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

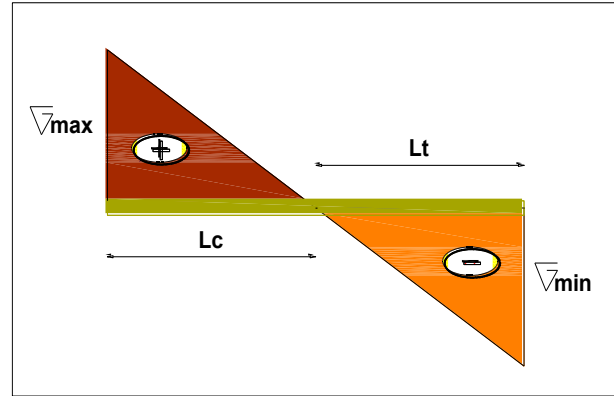


Figure V.5. diagrammes contraintes.

❖ **Armatures minimales en zone comprimée et en zone comprimée**

$$\left\{ \begin{aligned} A_{min}^{Z.T} &= 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(0.18 \times 0.39) = 1.404 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} &= 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(0.18 \times 2.22) = 3.99 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0,15\% \times 0,18 \times 3.00 = 8,10\text{cm}^2$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e = 27; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures horizontales** $V_{max} = 645.44 \text{ KN}$

Rôle des armatures horizontales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad A_{min}^h = 0.15\%(e \times st)$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1,4V}{e \times d} = \frac{1,4 \times 645.44 \times 10^{-3}}{0,18 \times 2.95} = 1.7 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 18 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1.7 \times 0,18 \times 0,18}{0,8 \times 400} = 1.72\text{cm}^2$$

NB : Les voiles de notre structure seront groupés selon leurs dimensions, et leurs sens (XX ou YY), et les résultats de calcul sont résumés dans ces tableaux récapitulatifs :

✓ **Le voile** $V_{x4} = 3.00 \text{ m}$

Niveau	S-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
e(m)	0.18	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
L(m)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
N(KN)	3350.013	2089.34	732.86	513.13	795.89	542.81
M(KN.m)	2263.08	1422.51	536.74	529.78	560.21	484.27
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	645.44	532.94	361.80	287.69	200.82	228.12
τ (MPa)	1.7	1.58	1.07	0.85	0.59	0.67
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	-13.35	-10.51	-4.32	-1.76	-4.85	-2.52
A_{min} (cm ²)	8.1	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
L_t	0.39	0.4	0.48	0.77	0.43	0.65
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.4	1.28	1.52	2.47	1.39	2.10
N^{barre}	4HA10+ 30HA8	34HA8	34HA8	34HA8	34HA8	34HA8
$A_{adopté}$	18.22	17.09	17.09	17.09	17.09	17.09
$N^{barre}/face$	2HA10+ 15HA8	17HA8	17HA8	17HA8	17HA8	17HA8
St(cm)	20	20	20	20	20	20
L_c	2.22	2.2	2.04	1.45	2.13	1.68
A_{min}^{comp} (cm ²)	3.99	3.52	3.28	2.32	3.4	2.69
A_h^{cal} (cm ²)	1.72	1.42	0.96	0.77	0.53	0.6
A_h^{min} (cm ²)	0.49	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
N^{barre}	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_h^{adopté}$	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18

Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x4} .

✓ **Groupe 01** $\begin{cases} V_{y2} = 1.00m \\ V_{y6} = 1.00m \\ V_{y7} = 1.05m \end{cases}$

Niveau	S-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
e(m)	0.18	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
L(m)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
N(KN)	611.72	534.98	518.76	472.32	334.74	172.91
M(KN.m)	289.13	168.29	155.48	155.3	149.9	108.14
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	117.91	87.93	86.37	82.37	77.84	51.86
τ (MPa)	0.91	0.76	0.75	0.72	0.68	0.45
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A _{cal} (cm ²)	0.73	-1.92	-2.14	-1.61	-0.19	0.6
A _{min} (cm ²)	2.84	2.52	2.52	2.52	2.52	2.52
L _t	0.33	0.23	0.23	0.5	0.32	0.38
A _{min} ^{tendu} (cm ²)	1.19	0.75	0.70	1.6	1.02	1.21
N ^{barre}	4HA10 +8HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
A _{adopté}	7.16	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
N ^{barre} /face	2HA10 +4HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
L _c	0.38	0.59	0.59	0.05	0.51	0.29
A _{min} ^{comp} (cm ²)	0.70	0.93	0.98	0.09	0.66	0.47
A _h ^{cal} (cm ²)	1.04	0.81	0.8	0.76	0.72	0.48
A _h ^{min} (cm ²)	0.48	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
N ^{barre}	4HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A _h ^{adopté}	2.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
S _t (cm)	18	18	18	18	18	18

Tableau V.26.Sollicitations et ferrailage du group 01.

✓ Groupe 02 $\left\{ \begin{array}{l} Vy1 = 1.40m \\ Vy3 = 1.30m \\ Vy4 = 1.30m \\ Vy5 = 1.30m \end{array} \right.$

Niveau	S-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} Etage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} Etage
e(m)	0.18	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
L(m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
N(KN)	1324.37	519.61	213.19	200.4	370.64	193.66
M(KN.m)	364.15	950.05	420.51	521.15	160.61	157.95
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

V(KN)	309.81	279.56	267.66	236.81	97.78	81.37
τ (MPa)	1.78	1.81	1.73	1.53	0.63	0.52
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	-6.69	-15.04	-5.73	-7.99	-1.35	-0.66
A_{min} (cm²)	3.78	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36
L_t	0.11	0.61	0.62	0.64	0.32	0.5
A_{min}^{tendu} (cm)	0.38	2.2	1.98	2.04	1.033	1.59
N_{barre}	4HA10+ 12HA8	16HA8	16HA8	16HA8	16HA8	16HA8
$A_{adopté}$	9.17	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
$N_{barre}/face$	2HA10+ 6HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
St(cm)	20	20	20	20	20	20
L_c	1.18	0.18	0.16	0.13	0.75	0.40
A_{min}^{comp} (cm²)	2.14	0.32	0.26	0.21	1.21	0.64
A_h^{cal} (cm²)	1.8	1.6	1.55	1.37	0.57	0.46
A_h^{min} (cm²)	0.41	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
N_{barre}	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	2HA8	2HA8
$A_h^{adopté}$	2.01	2.01	2.01	2.01	1.57	1.57
S_t(cm)	18	18	18	18	18	18

Tableau V.27.Sollicitations et ferrailage du groupe 02.

✓ **Groupe 03** $\begin{cases} Vx1 = 1.30m \\ Vx2 = 1.20m \\ Vx3 = 1.20m \end{cases}$

Niveau	S-sol et RDC	1^{er} et 2^{eme} Etage	3^{eme} et 4^{eme} Etage	5^{eme} et 6^{eme} Etage	7^{eme} et 8^{eme} Etage	9^{eme} et 10^{eme} Etage
e(m)	0.18	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
L(m)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
N(KN)	385.18	537.03	463.35	419.68	390.84	269.99
M(KN.m)	412.16	204.51	197.76	196.89	166.33	172.99
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	214.63	98.31	297.89	105.45	143.69	105.84
τ (MPa)	1.33	0.68	2.08	0.73	1.00	0.74
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	-4.14	-2.21	-1.52	-1.04	-1.38	0.21
A_{min} (cm²)	3.5	3.12	3.12	3.12	3.12	3.12
L_t	0.52	0.28	0.32	0.35	0.32	0.43
A_{min}^{tendu} (cm²)	1.87	0.90	1.02	1.12	1.02	1.37

N^{barre}	4HA10+ 12HA8	16HA8	16HA8	16HA8	16HA8	16HA8
$A^{adopté}$	9.17	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
$N^{barre}/face$	2HA10+ 6HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$St(cm)$	18	18	18	18	18	18
L_c	0.26	0.74	0.66	0.6	0.66	0.44
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0.47	1.18	1.06	0.96	1.06	0.7
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.34	0.61	1.37	0.79	0.9	0.66
$A_h^{min}(cm^2)$	0.48	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$A_h^{adopté}$	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01
$S_t(cm)$	18	18	18	18	18	18

Tableau V.28. Sollicitations et ferrailage du groupe 03.

➤ **Schémas de ferrailage**

Voir la planche de ferrailage.

V.5. Conclusion

Pour l'étude des éléments structuraux on remarque que la section à étudier est celles adopté après l'étude dynamique de la structure avec le logiciel **ETABS2016 16.2.0**.

L'étude des poteaux et les voiles nous a montré qu'ils sont ferrailés avec la section d'armature donner par le RPA99version 2003 se qui nous permet de dire que ce dernier valorise la sécurité avant l'économie.

La vérification de la zone nodal nos à montrer que le mieux c'est d'avoir un poteau rigide (fort), et une poutre souple (faible), pour avoir des rotules plastique dons les poutres, ce qui favorise la stabilité des poteaux lors d'un séisme majeur.

Chapitre VI

VI.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,0 m.

VI.4. Choix du type de fondation

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, tel que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS 2016.16.2.0. $N = 2267.63 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.7}{0.7} \times \frac{2267.63}{160}} \quad B \geq 3.76 \text{ m}$$

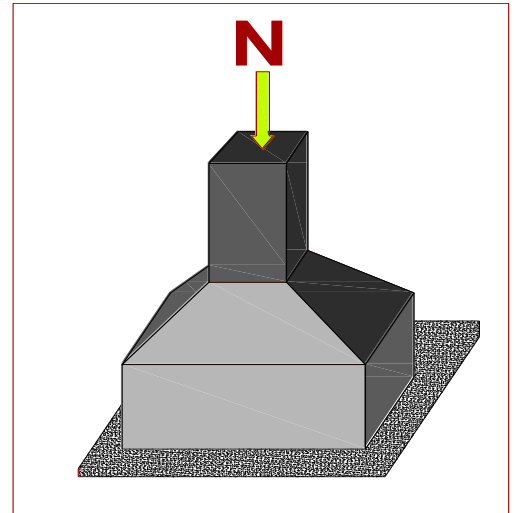


Figure VI.1. Semelle isolée.

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,60m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.2. Vérification de la semelle filante.

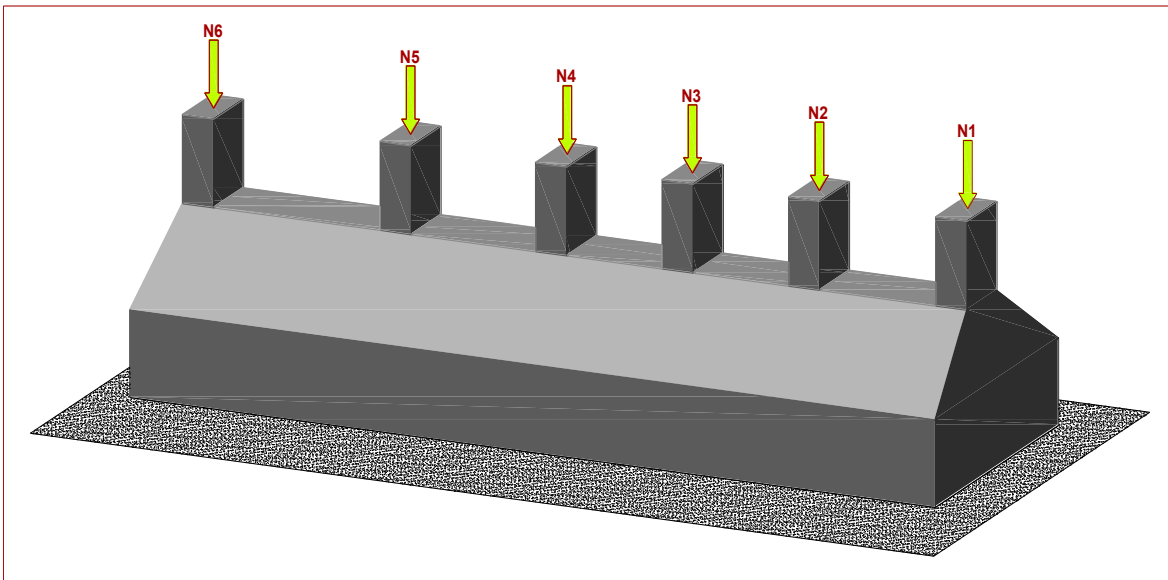


Figure VI.2. Semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante qui nous semble d'être la plus sollicitée, la surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1110.58 \text{ KN} ; \quad N_4 = 1343.63 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1261.34 \text{ KN} ; \quad N_6 = 1640.37 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1227.72 \text{ KN} ; \quad N_7 = 1007.84 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 7591.48 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7591.48}{160 \times 27.92} = 1.70 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,60 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VI.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6.30\text{m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{630}{20} = 31.5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{630}{10} = 63 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4$ KN/m³ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7$ KN/m² ;

b : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6.30^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 98 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 99 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 100 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \cdot E \cdot b \cdot h_t^3)}{(12 \cdot K \cdot b)}} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h_t^3}{3 \cdot K}} = \sqrt[4]{\frac{1^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.04 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.30 \leq \frac{\pi}{2} 4.04 = 6.34 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N = \sum_{i=1}^{41} N_i = 61026.98 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{61026.98}{160} = 381.42 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 589.98 \text{ m}^2$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 100 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_t = 35 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 589.98 \text{ m}^2$

VI.4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **AUTOCAD** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 27507.94 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10.07 \text{ m} \\ I_y = 18325.32 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 15.75 \text{ m} \end{cases}$$

✚ **Les efforts transmis au sol sont déterminés par cette méthode :**

On calcule le point d'application de l'effort N puis on calcule l'excentricité par rapport au centre de gravité du radier.

On nomme X_t et Y_t la position de l'effort N avec :

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} \text{ et } Y_t = \frac{\sum N_i Y_i}{\sum N_i}$$

Calcul des excentricités :

$$e_x = X_t - X_g \text{ et } e_y = Y_t - Y_g$$

Calcul des moments :

$$M_x = N \times e_y \text{ et } M_y = N \times e_x$$

Après calcul on a :

$$X_t = \frac{534911.7}{61062.98} = 8.67 \text{ m} ; Y_t = \frac{1078982.18}{61062.98} = 17.67 \text{ m}$$

$$e_x = 8.67 - 10.07 = -1.40 \text{ m} \quad ; \quad e_y = 17.67 - 15.75 = 1.92 \text{ m}$$

$$M_x = 61062.98 \times 1.92 = 117.24 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_y = 61062.98 \times (-1.40) = -85.49 \text{ MN.m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 61026.98 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 117.24 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_x = 27507.9461 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61.026}{589.98} + \frac{117.24}{27507.94} 15.75 = 0.17 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61.026}{589.98} - \frac{117.24}{27507.94} 15.75 = 0.036 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,17 + 0,036}{4} = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 61026.98 \text{ MN} \quad ; \quad M_y = 79.99 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_y = 18325.32 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.026}{589.98} + \frac{79.99}{18325.32} \times 10.07 = 0,147 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.026}{589.98} - \frac{79.99}{18325.32} \times 10.07 = 0,06 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,147 + 0,06}{4} = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N : Effort normal de calcul résultant.

$$N = 61026.98 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{61026.98 \times 6.3}{2 \times 589.98} = 325.83 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{325.83 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,13 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal dans le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×70) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.7 + 1 = 1,7 \\ B = b + h_t = 0.7 + 1 = 1,7 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.267 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6.8 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 5.1 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

- $S_{rad} = 589.98 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 4 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment = profondeur d'ancrage + h_t).

$$N = 61026.98 \text{ KN} > 1,15 \times 4 \times 589.98 \times 10 = 27139.08 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI.5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

✓ Calcul du poids de radier

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.35 \times 25 \times 589.98 = 5162.33 \text{ KN}$$

✓ Calcul du poids de la nervure

$$P_{ner} = b_{pot} \times \gamma_b \times h_t \times \sum L_{ner} = 0.7 \times 25 \times 1 \times 271.99$$

$$P_{ner} = 4759.83 \text{ KN}$$

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 78130.04 \text{ KN} \\ N_{rad} = 5162.33 \text{ KN} \\ N_{ner} = 4759.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 78130.04 + 1.35(5162.33 + 4759.83) = 91524.9 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{91524.9}{589.98} = 155.88 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\begin{cases} l_x = 6 - 0.7 = 5.30 \text{ m} \\ l_y = 6.3 - 0.7 = 5.60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.3}{5.6} = 0.94 > 0.4$$

\Rightarrow La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0419 \times 155.88 \times 5.3^2 = 183.76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8661 \times 183.76 = 158.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

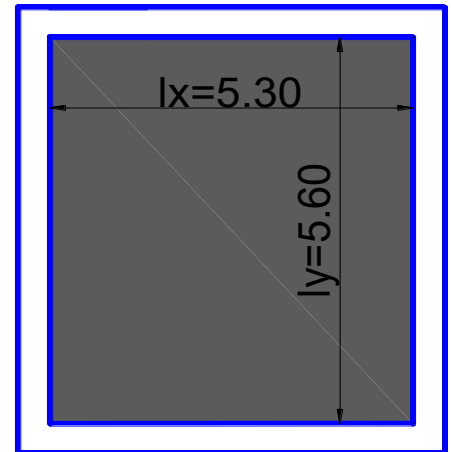


Figure VI.3. Le panneau le plus sollicité.

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 183.76 = 156.19 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 158.9 = 135.06 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 183.76 = -91.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)	
Travée	X-X	156.19	15.40	2.88	18.85	6HA20	15
	Y-Y	135.06	13.21	2.8	16.08	8HA16	12
Appui	-91.88	8.88	2.88	10.78	7HA14	14	

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.

✓ Condition de non fragilité

On a: $\begin{cases} \rho = 0.94 > 0.4 \\ e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2}\right) \times 0.35 \times 1 = 2.88 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.35 = 2.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ Vérification à l'ELS

On a: $Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$

$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 61026.98 + 5162.33 + 4759.83 = 70948.16 \text{ KN}$

Donc : $Q_s = \frac{70948.16}{589.98} = 120.25 \text{ KN/m}^2$

Calcul des moments isostatiques

On a: $\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 165.85 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 150.7 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 140.97 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 128.10 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -82.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification des contraintes

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.	
Travée	x-x	141.53	10.71	157353	9.59 < 15	Vérifiée	272.65 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	128.6	10.05	139699	9.21 < 15	Vérifiée	288.13 > 201,63	N. Vérifiée
Appui	-82.92	8.52	102331	6.9 < 15	Vérifiée	173.18 > 201,63	N. Vérifiée	

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation		Choix des barres	$A_{adop}(cm^2)$	Y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	St
Travée	X-X	6HA25	29.54cm ²	13.17	222131	178.8 < 201,63	15
	Y-Y	8HA20	25.13cm ²	12.26	194877	188.7 < 201,63	12
Appui		8HA16	16.08cm ²	10.33	141789	186.5 < 201,63	12

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.

❖ Vérification des espacements

$$S_t \leq \min(2.5h_r; 25cm) = 25 cm$$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

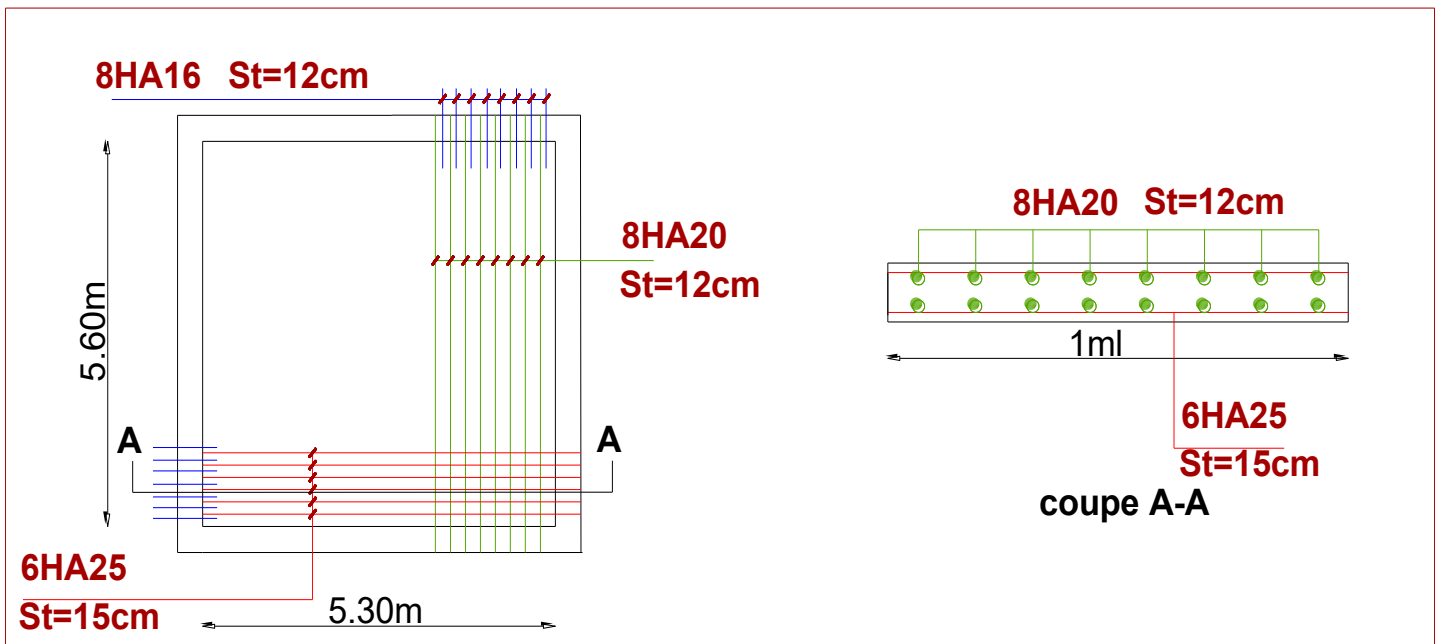


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier.

VI.6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent aux nervures

Les nervures sont des sections en T renversé, 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 :

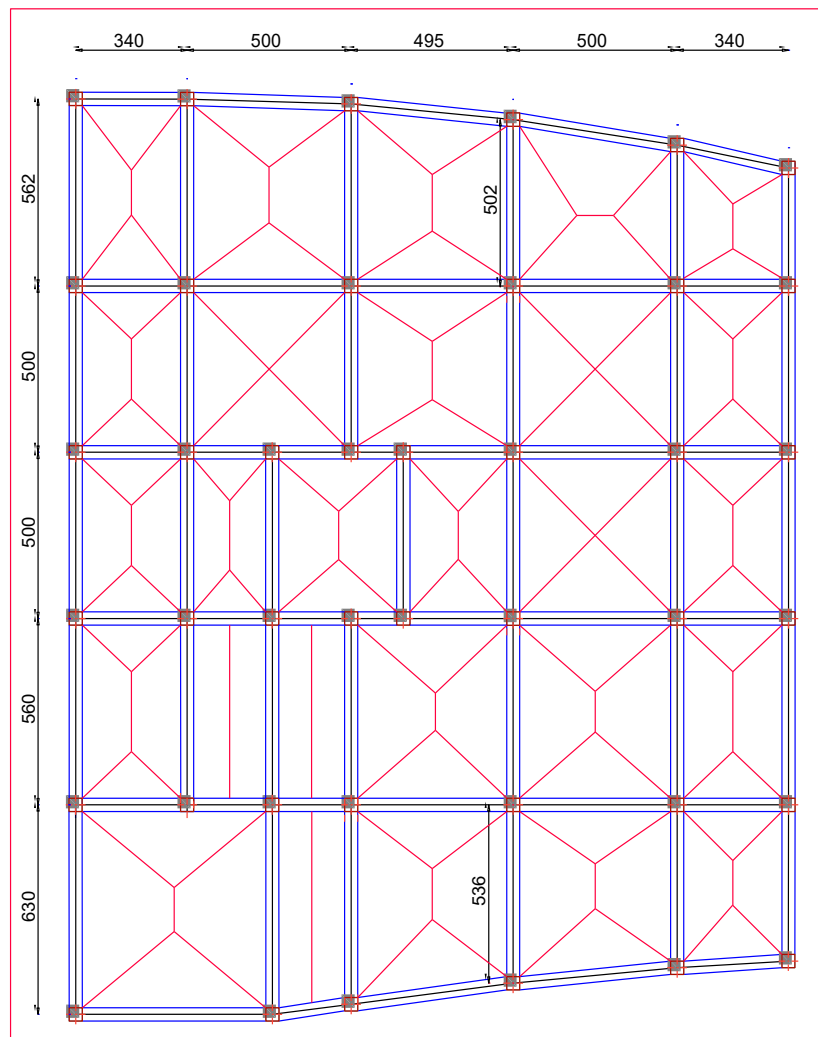


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture du radier.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

✓ 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 : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

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).

✓ 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.

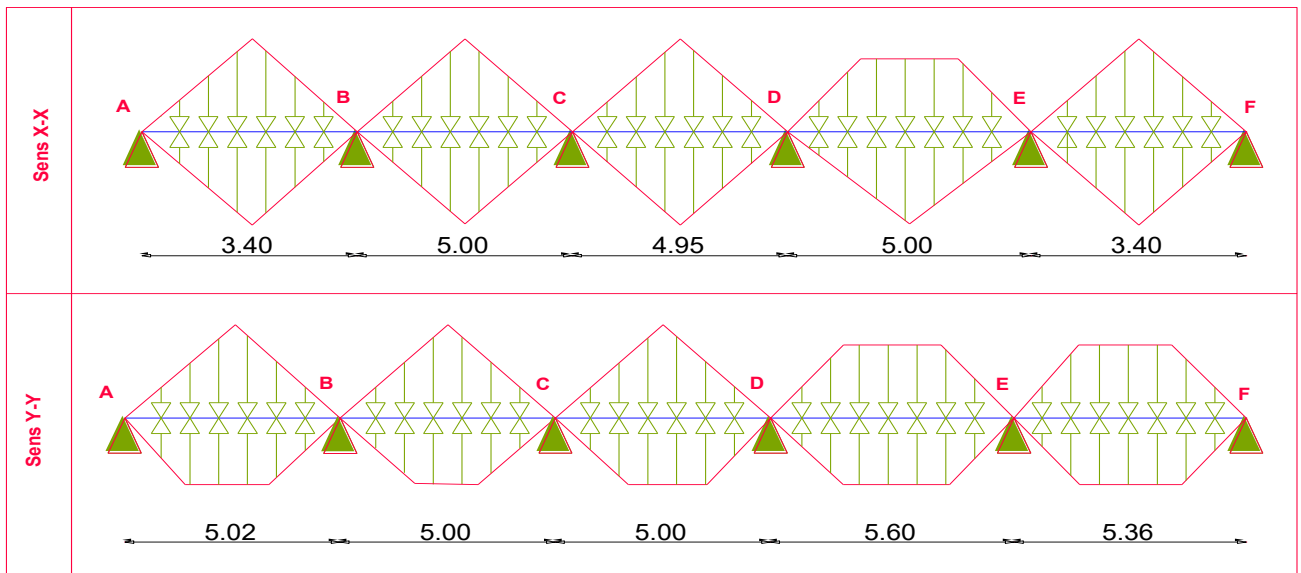


Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X et Y-Y

✓ Calcul de chargement

✓ Détermination de P_u et P_s :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 86765.07 KN \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 66188.33 KN \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} N_u = 91524.9 KN \\ N_s = 70948.16 KN \\ N_{ner} = 4759.83 KN \end{cases} \quad \text{Donc :}$$

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{86765.07}{589.98} = 147.064 KN/m^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{66188.33}{589.98} = 112.18 KN/m^2 \end{cases}$$

Exemple de calcul :

Travée 1 :

On a un chargement triangulaire de part et d'autre, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{2}{3} \times 147.064 \times 3.4 \\ q_m^s = \frac{2}{3} \times 112.18 \times 3.4 \\ q_v = \frac{1}{2} \times 147.064 \times 3.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 333.34 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 255.43 \text{ KN/m} \\ q_v = 250.00 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats est résumé dans les tableaux qui suivent :

❖ À l'ELU

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	3.4	333.34	0	-707.07	1.14	429.4	144.3	358.70	-774.63
	BC	5	490.21	-707.07	-883.7	2.42	1530.33	737.79	1190.19	-1225.52
	CD	4.95	457.62	-883.7	-884.97	2.47	1401.59	517.26	1132.34	-1132.6
	DE	5	491.56	-884.97	-708.44	2.57	1534.92	740.67	1264.2	-1228.9
	EF	3.4	333.34	-408.44	0	2.26	429.4	143.84	775.03	-358.31
Y-Y	AB	5.02	458.55	0	-1165.81	2.09	1404.01	792.19	918.72	-1383.19
	BC	5	490.21	-1165.81	-949.70	2.58	1530.33	476.05	1268.75	-1182.31
	CD	5	518.85	-949.70	-1049.33	2.46	1620.99	622.27	1277.2	-1317.05
	DE	5.6	471.88	-1049.33	-1377.74	2.67	1847.78	639.87	1262.62	-1379.9
	EF	5.36	472.79	-1377.74	0	3.12	1652.11	928.09	1524.11	-1267.07

Tableaux VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

❖ À l'ELS

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3.4	255.43	0	-541.8	1.14	329.04	110.57
	BC	5	375.63	-541.8	-677.14	2.42	1196.86	565.34
	CD	4.95	350.65	-677.14	-678.12	2.47	1073.97	396.34
	DE	5	376.67	-678.12	-542.86	2.57	1176.17	567.57
	EF	3.4	255.43	-542.86	0	2.26	329.04	110.22
Y-Y	AB	5.02	351.67	0	-893.81	2.09	1076.76	607.66
	BC	5	375.63	-893.81	-727.72	2.58	1172.64	364.54
	CD	5	397.58	-727.72	-804.06	2.46	1242.11	476.83
	DE	5.6	361.58	-804.06	-1055.7	2.67	1414.33	490.3
	EF	5.36	362.28	-1055.7	0	3.12	1265.95	711.16

Tableaux VI.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur**

✓ **Sens X-X**

$h = 1.00 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m} ; b_0 = 0,7 \text{ m} ; d = 0,95 \text{ m}$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b-1}{2} \leq \min(2.15 \text{ m} ; 0,27 \text{ m})=0.27$$

Donc, $b = 1,54 \text{ m}$.

✓ **Sens Y-Y**

$$\frac{b-1}{2} \leq \min(2,45 \text{ m} ; 0,43 \text{ m})=0.43$$

Donc, $b = 1,86 \text{ m}$ Avec :

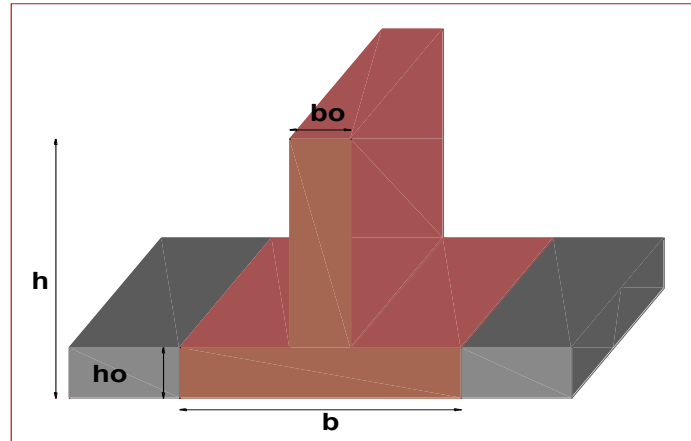


Figure VI.7. Schéma de nervure.

L_y : La travée minimale des nervures (entre nus).

L_x : La distance max qui sépare deux nervures (entre nus).

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	740.67	23.95	17.66	25.76	5HA16+5HA20
	Appui	-884.97	28.70	8.03	31.42	10HA20
Y-Y	Travée	928.09	30.25	21.34	31.42	10HA20
	Appui	-1377.74	45.69	8.03	49.09	10HA25

Tableau VI.6. Résultats de ferraillage des nervures.

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16 ; 28.57 ; 70)\text{mm, Soit } A_{trans} = 5\phi_{10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 12 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa} ; V_{ux}=1264.2 \text{ KN} ; V_{uy}=1524.11 \text{ KN}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1264.2 \times 10^{-3}}{1.54 \times 0,95} = 0.864 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1524.11 \times 10^{-3}}{1,86 \times 0,95} = 0.862 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

✓ Vérification des contraintes

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	567.57	21.59	2660446	4.59<15	Vérifiée	234.34>201,63	N.Vérifiée
	Appui	678.12	22.85	3116063	4.97<15	Vérifiée	235.51>201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	711.16	25.86	3256578	4.77<15	Vérifiée	239.53>201,63	N.Vérifiée
	Appui	1055.7	24.88	4615439	5.69<15	Vérifiée	240.57>201,63	N.Vérifiée

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS comme le montre le tableau suivant :

Localisation		Choix des barres	A_{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	St
X-X	Travée	10HA20	31.42 cm ²	22.85	3116063	197.09 > 201,63	15
	Appui	5HA20+5HA25	40.24cm ²	24.68	3787936	188.81 > 201,63	15
Y-Y	Travée	5HA20+5HA25	40.24 cm ²	24.88	4615439	193.32 > 201,63	15
	Appui	5HA32+5HA25	64.75cm ²	27.28	5730649	187.12 > 201,63	15

Tableau VI.8. Ferrailage des nervures à l'ELS.

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.2\% (0.7 \times 1) = 14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20+2\text{HA}10 = 15.71 \text{ cm}^2$$

❖ Schéma de ferrailage des nervures

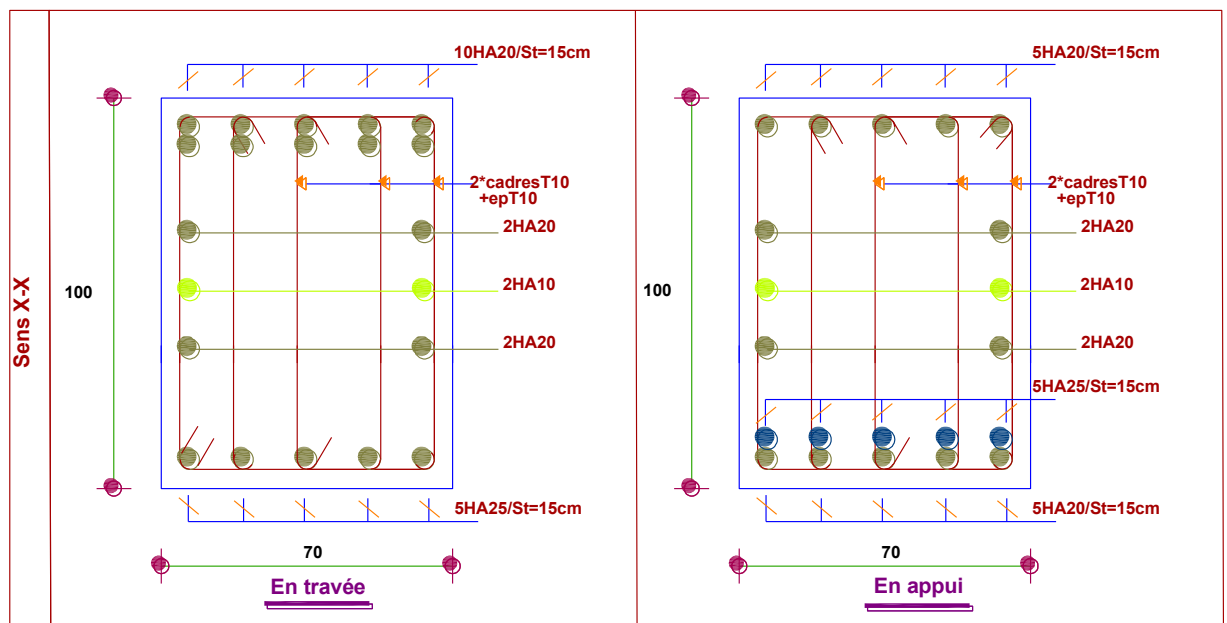


Figure VI.8. Schémas de ferrailage nervures dans le sens X-X.

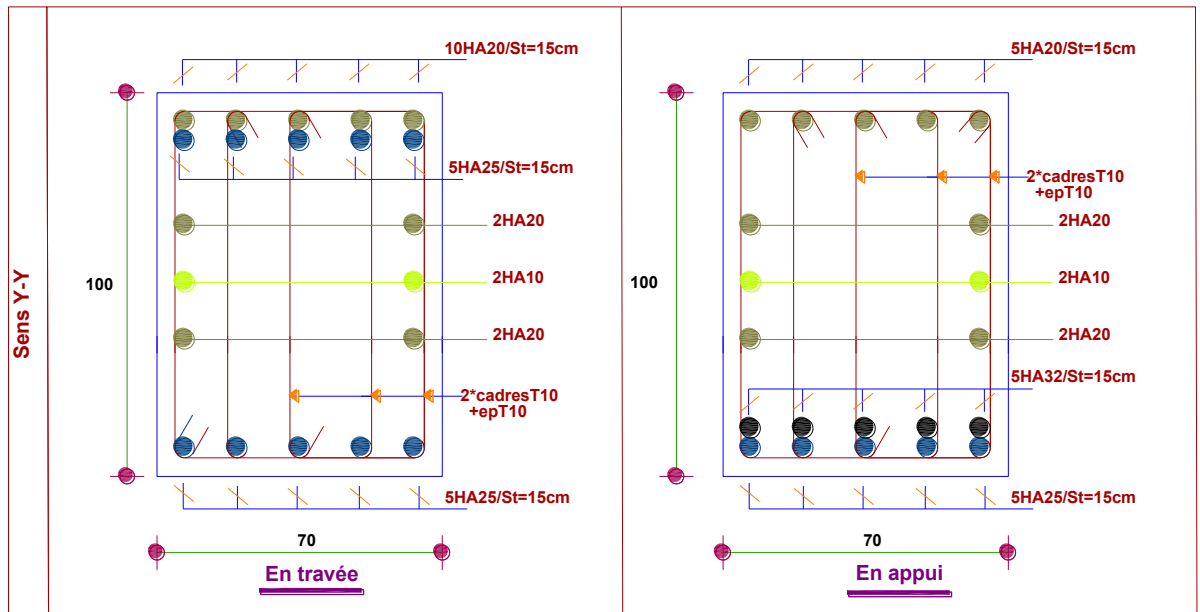


Figure VI.9. Schémas de ferrailage nervures dans le sens Y-Y.

VI.7. Etude de voile périphérique

➤ 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% de la section dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

✓ Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 2.80 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 5.9 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{poids spécifique :} & \gamma = 21.3 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion :} & C = 0 \text{ bar} \\ \text{angle de frottement :} & \varphi = 9^\circ \end{array} \right.$$

✓ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis à :

✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.8 \times 21.3 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{9}{2} \right) \Rightarrow G = 43.10 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{9}{2} \right) \Rightarrow Q = 7.29 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Ferraillage 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 P'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 7.29 = 10.94 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 43.1 + 1.5 \times 7.29 = 69.12 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 69.12 + 10.94}{4} = 54.57 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 54.57 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferraillage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 2.8 \text{ m} \\ l_y = 5.90 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.80}{5.90} = 0.47 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$\rho = 0.47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1008 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1008 \times 54.57 \times 2.8^2 = 43.12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.2500 \times 43.12 = 10.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 43.12 = 36.65 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 10.78 = 9.16 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 43.12 = -21.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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 : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 1 \times 02 = 2.00 \text{ cm}^2$

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	36.65	0.079	0.104	0.172	6.10	2	6HA12 = 6.79
	Y-Y	9.16	0.019	0.025	0.178	1.47	2	4HA10= 3,14
Appui		-21.56	0.046	0.06	0.175	2.53	2	4HA10=3,14

Tableau VI.9. Ferrailage des voiles périphériques.

✓ **Espacements**

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Vérifications**

On a : $\begin{cases} \rho = 0.47 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.47) \times 100 \times 20 = 2.02 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{54.57 \times 2.8}{2} \times \frac{(5.9)^4}{(5.9)^4 + (2.8)^4} = 72.71 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{54.57 \times 5.9}{2} \times \frac{(2.8)^4}{(5.9)^4 + (2.8)^4} = 7.77 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{72.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ **A PELS**

- Calcul des moments

$$\text{On a : } \rho = 0.47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 43.1 + 7.29 = 50.39 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 7.29 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 50.39 + 7.29}{4} = 39.29 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 39.62 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1038 \times 39.62 \times 2.8^2 = 32.24 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3402 \times 32.24 = 10.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 32.24 = 23.8382 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 10.96 = 9.32 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 32.24 = -16.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	27.40	5.16	2137	6,56 < 15	Vérifiée	247.7 > 201,63	N.Vérifiée
	y-y	9.32	3.67	1132	3,02 < 15	Vérifiée	177.0 > 201,63	N.Vérifiée
Appui		-16.12	3.67	1132	5,23 < 15	Vérifiée	306.0 > 201,63	N.Vérifiée

Tableau .VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée en travée (sens X-X), et en appuis donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Localisation		Choix des barres	$A_{adop}(cm^2)$	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	St
Travée	x-x	6HA14	9.24	5.81	27133	184.65 > 201,63	15
	y-y	4HA10	3.14	3.67	1132	177.0 > 201,63	25
Appui		4HA14	6.16	4.91	19778	159.95 > 201,63	25

❖ Schéma de ferrailage du voile périphérique

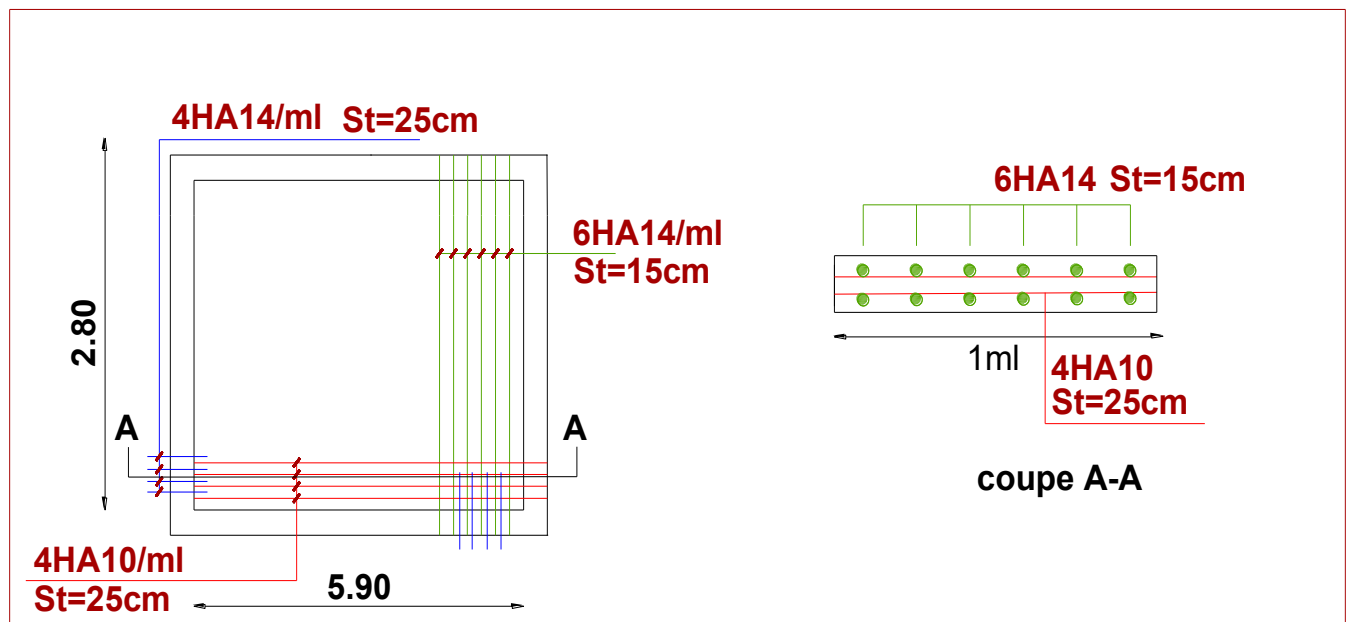


Figure VI.10. Ferrailage du voile périphérique.

VI.8. Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la 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

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques tels que : BAEL91, RPA99 version 2003 et autres.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.
- On a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, et elle joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99 version 2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- La vérification de l'interaction voiles - portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, elle nous a permis de savoir que la section des poteaux adopté au prédimensionnement est à augmenter.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure ; Cela nous a conduit à opter pour un radier nervuré qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. IL nous a permis de faire une récapitulation de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGSRPA99/version 2003
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99) Edition Eyrolles troisième édition 2000
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.
- Cours de béton armé, 3ème et 1^{ère} année master génie civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciel

- ETABS2016.16.2.0
- Auto CAD 2016

Annexes

Annexe 1

Le rapport de sol

V. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'un hôtel en R+10 avec sous sol est situé sur un terrain relativement plat sis au lieu dit 600 logements à BEJAIA.

Il est limité au Nord par des bâtisses, à l'Est par un terrain nu Haddad Ali, à l'Ouest par la route menant vers Ighil Ouzoug-Aamriou et au Sud par une bâtisse et un terrain nu de Haddad Ali.

Le sous sol du site est constitué par des argiles limoneuses brunâtres, des argiles limoneuses beiges légèrement graveleuses, des argiles limoneuses beiges légèrement graveleuses moyennement compactes, des argiles limoneuses plus ou moins sableuses moyennement compactes reposant sur des marnes grisâtres moyennement compactes

En se basant sur la nature du sous-sol du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier qu'il y'a lieu d'ancrer à partir de **3.0m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **Qadm = 1.6 bars**.

Les tassements calculés sont de l'ordre de **14.33cm**.

Le niveau d'eau a été relevé à **4m** de profondeur, d'ou il faut s'attendre à des remontées d'eau durant les périodes pluvieuses

Les couches traversées par les sondages présentent les mêmes caractéristiques géotechniques traduisant un sol homogène verticalement et horizontalement.

Dans le cas de rencontre de zones singulières de remblai ou de zones compressées, il est recommandé de les purger et de les substituer par un matériau noble, drainant de bonne qualité et de bonnes caractéristiques géotechniques.

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, il ya lieu :

- D'éviter toute infiltration d'eau dans la zone d'assise de l'ouvrage
- De réaliser un radier étanche
- D'effectuer un bon système de drainage des eaux pluviales et souterraines
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des structures en béton armés.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

Ingénieur charge de l'étude

L.BENMEZIANE

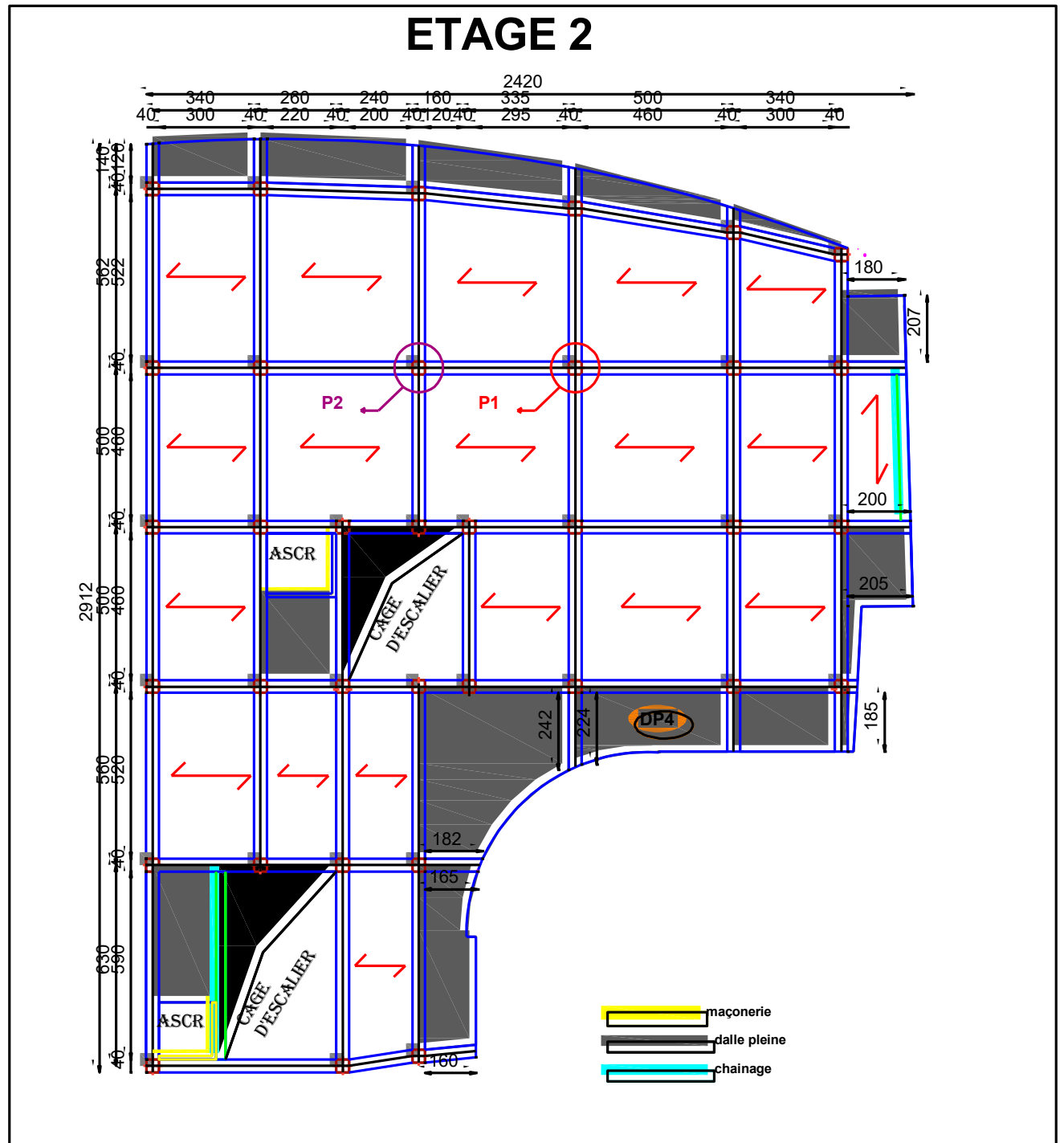


Le Directeur



Annexe 2

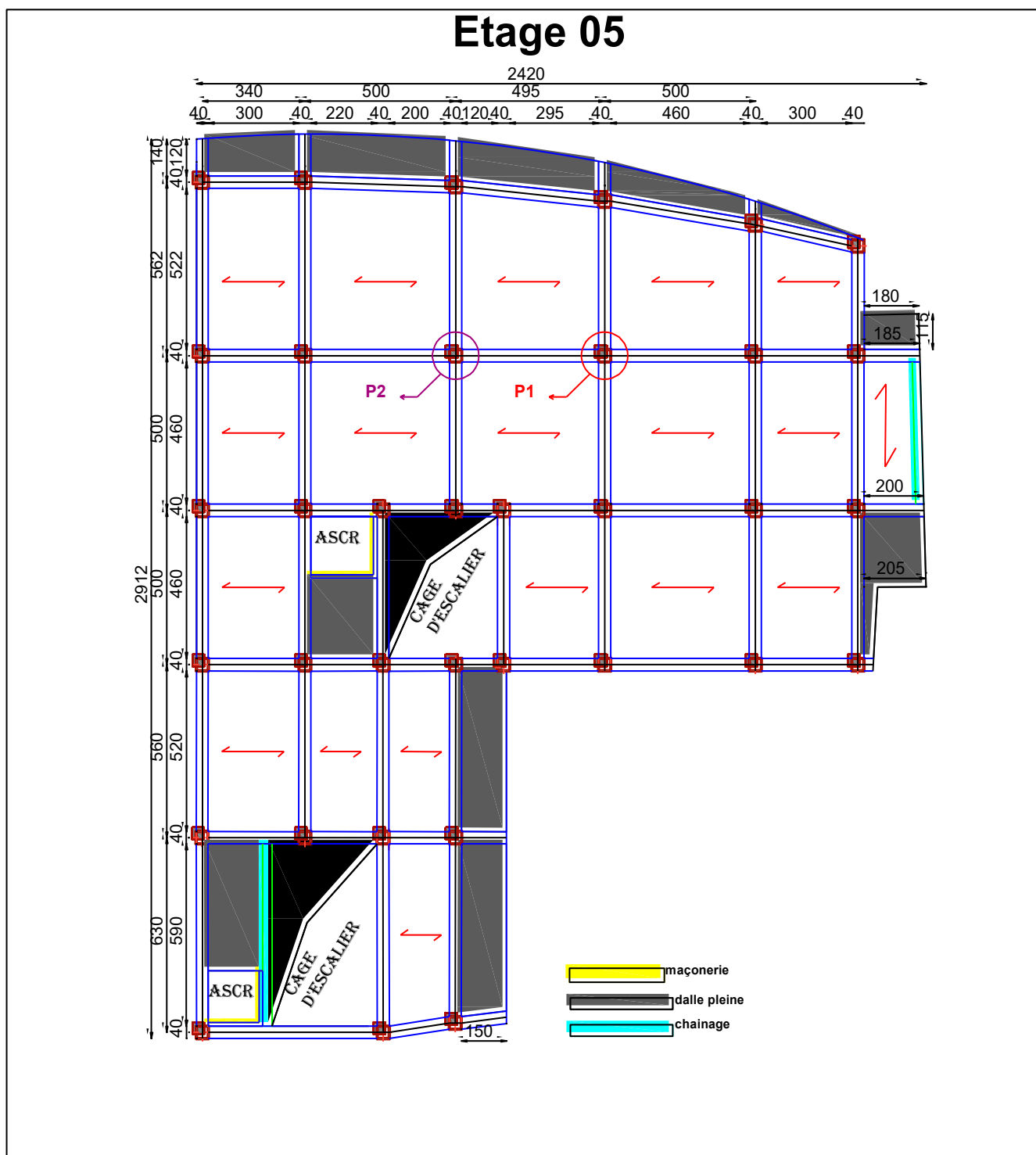
Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines



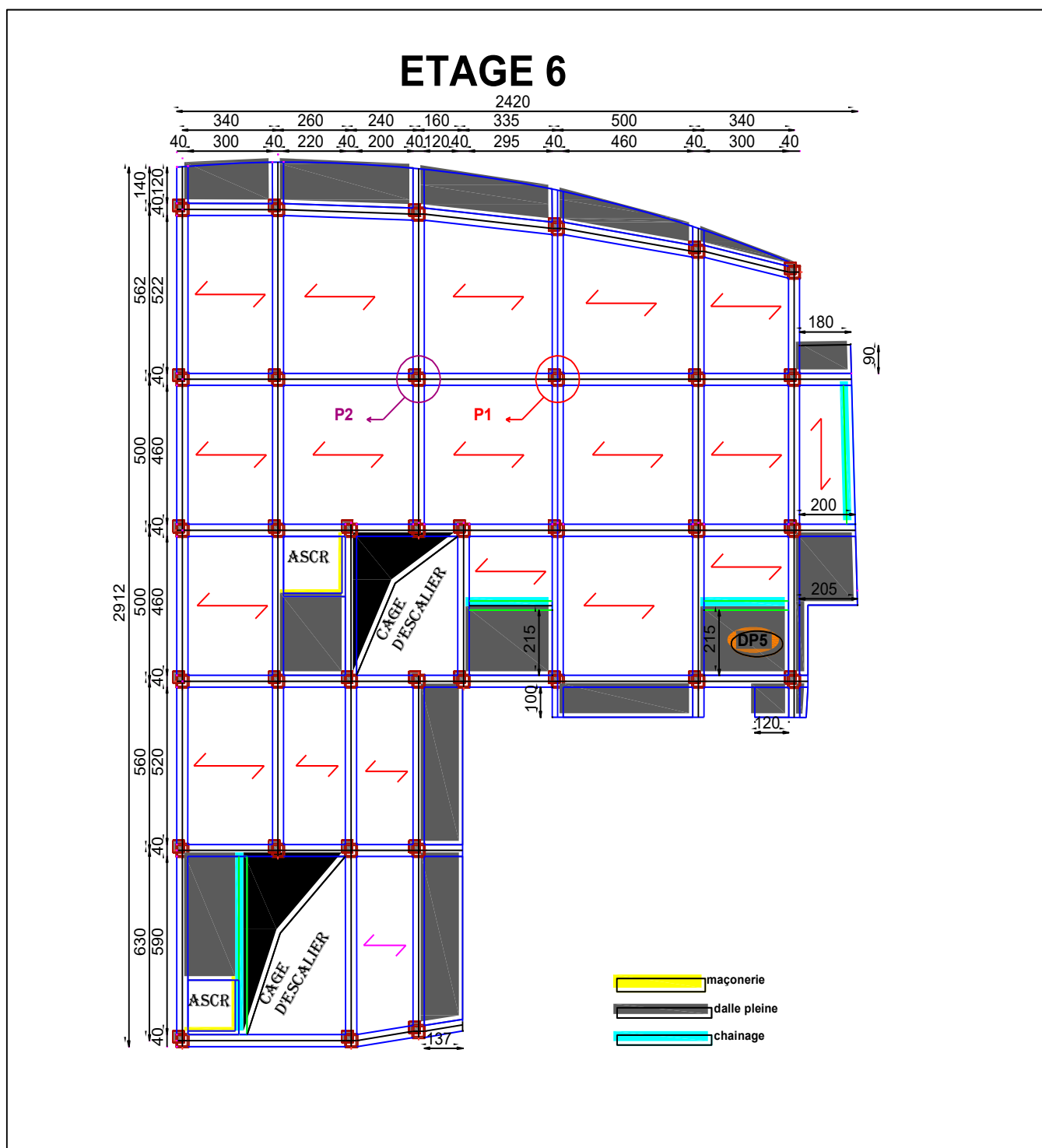
Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 02



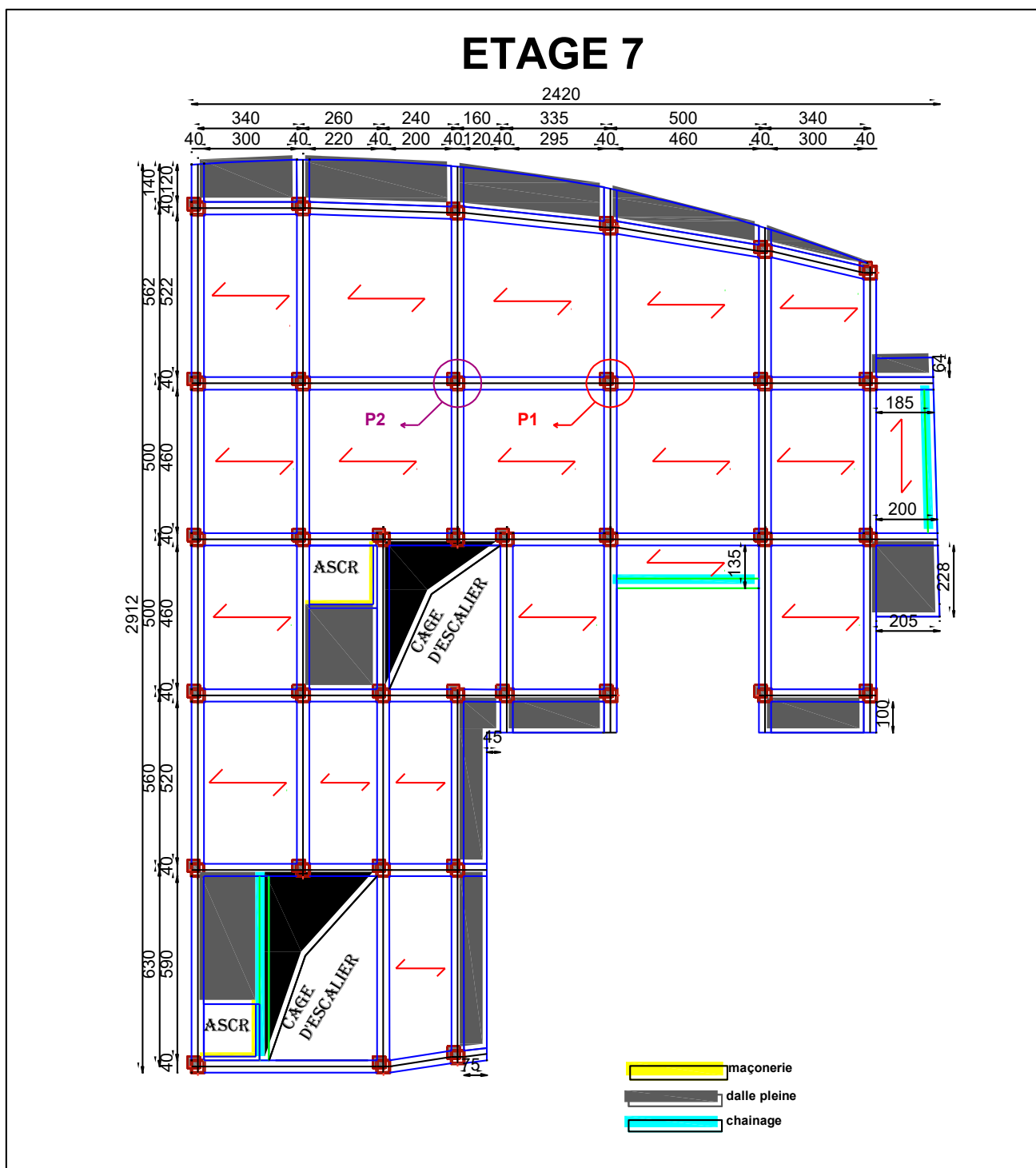
Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 03 et 04



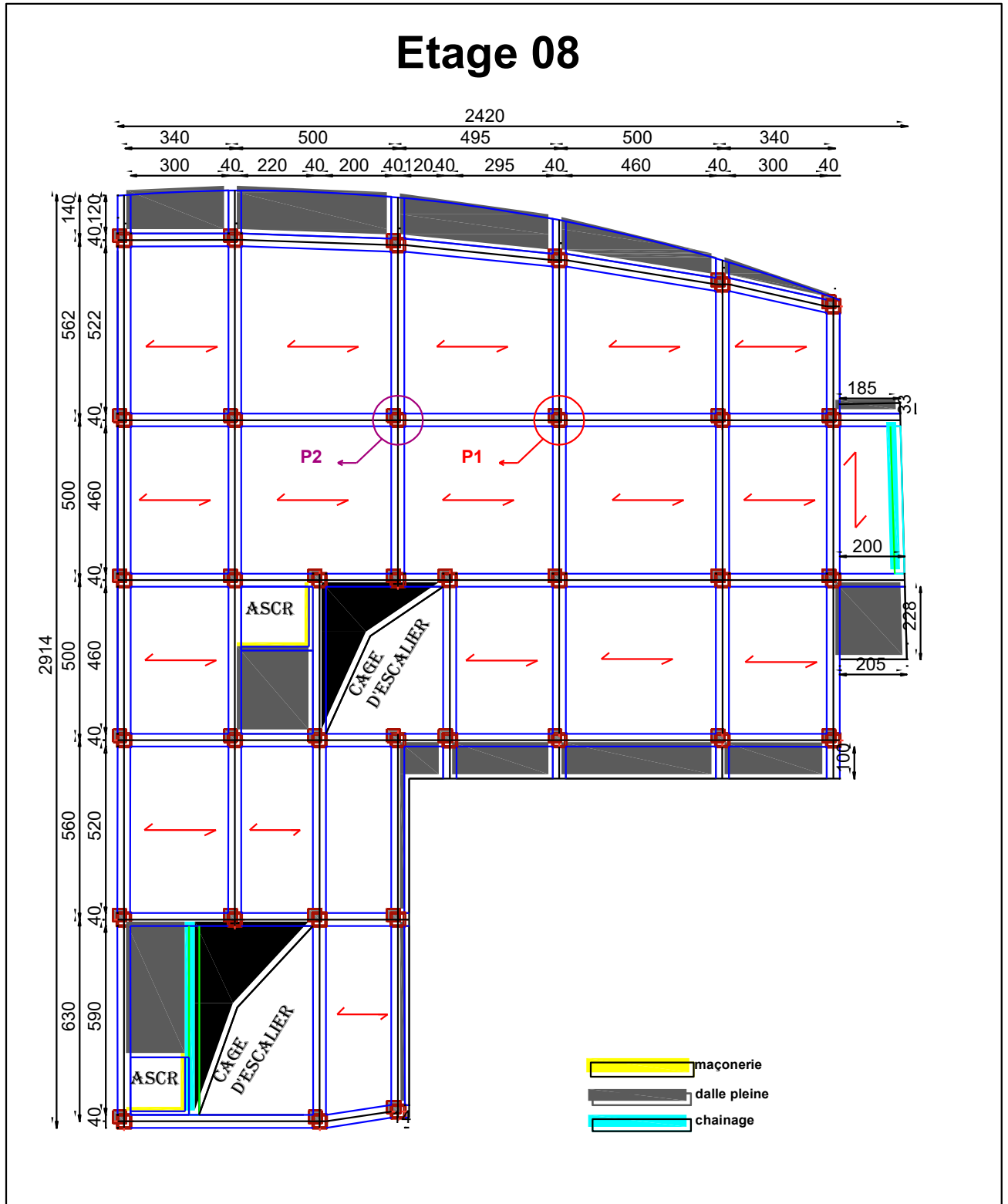
Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 05



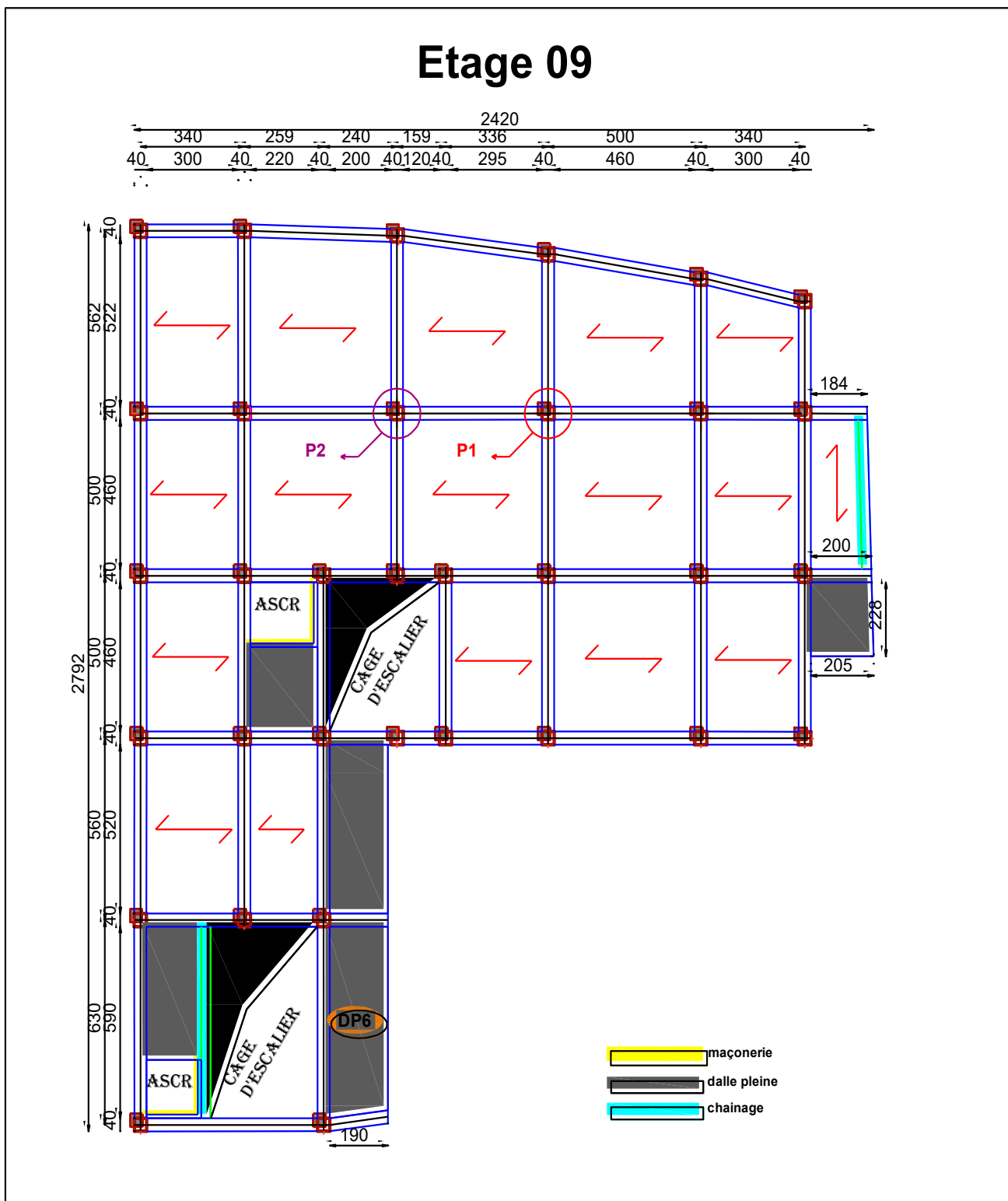
Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 06



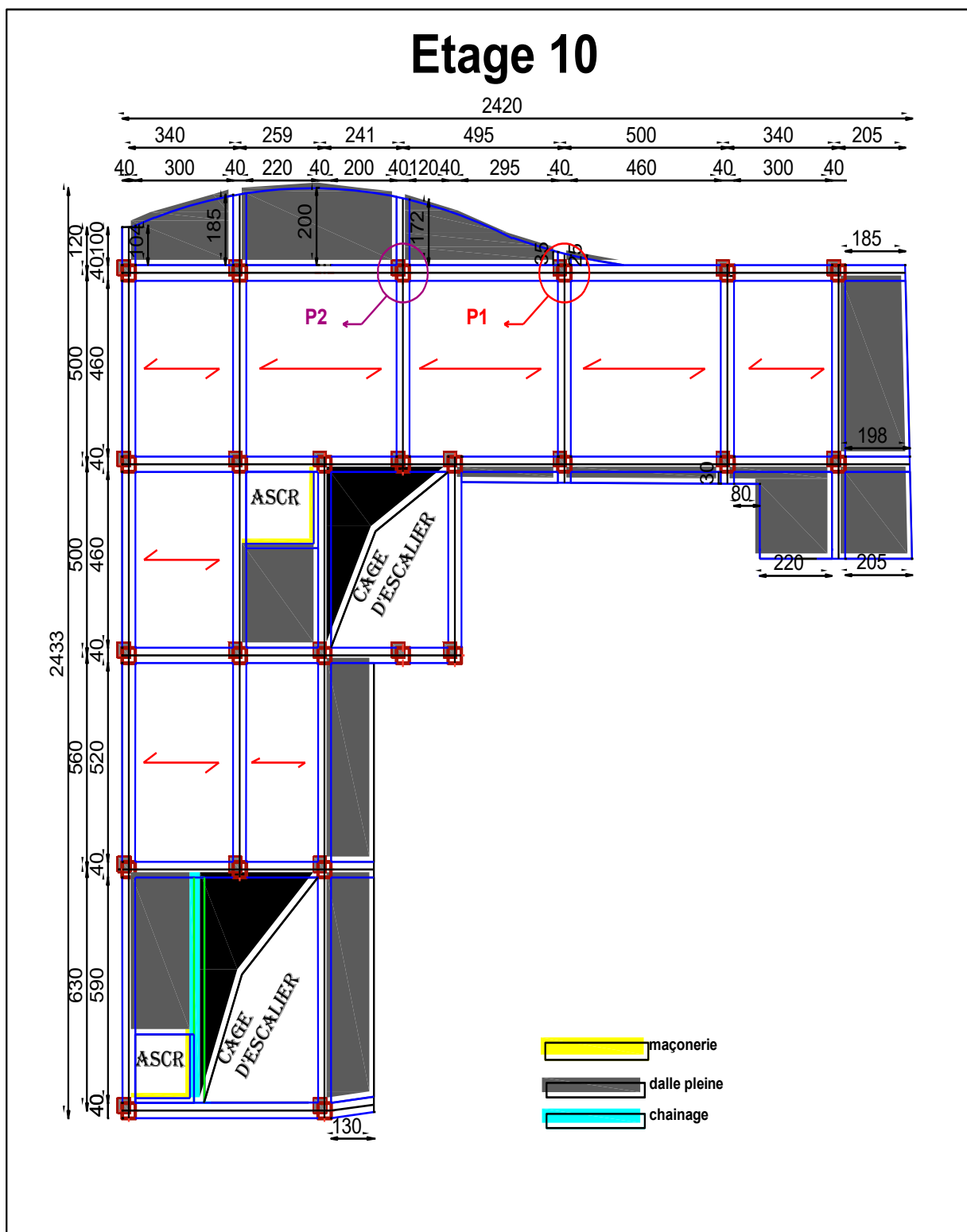
Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 07



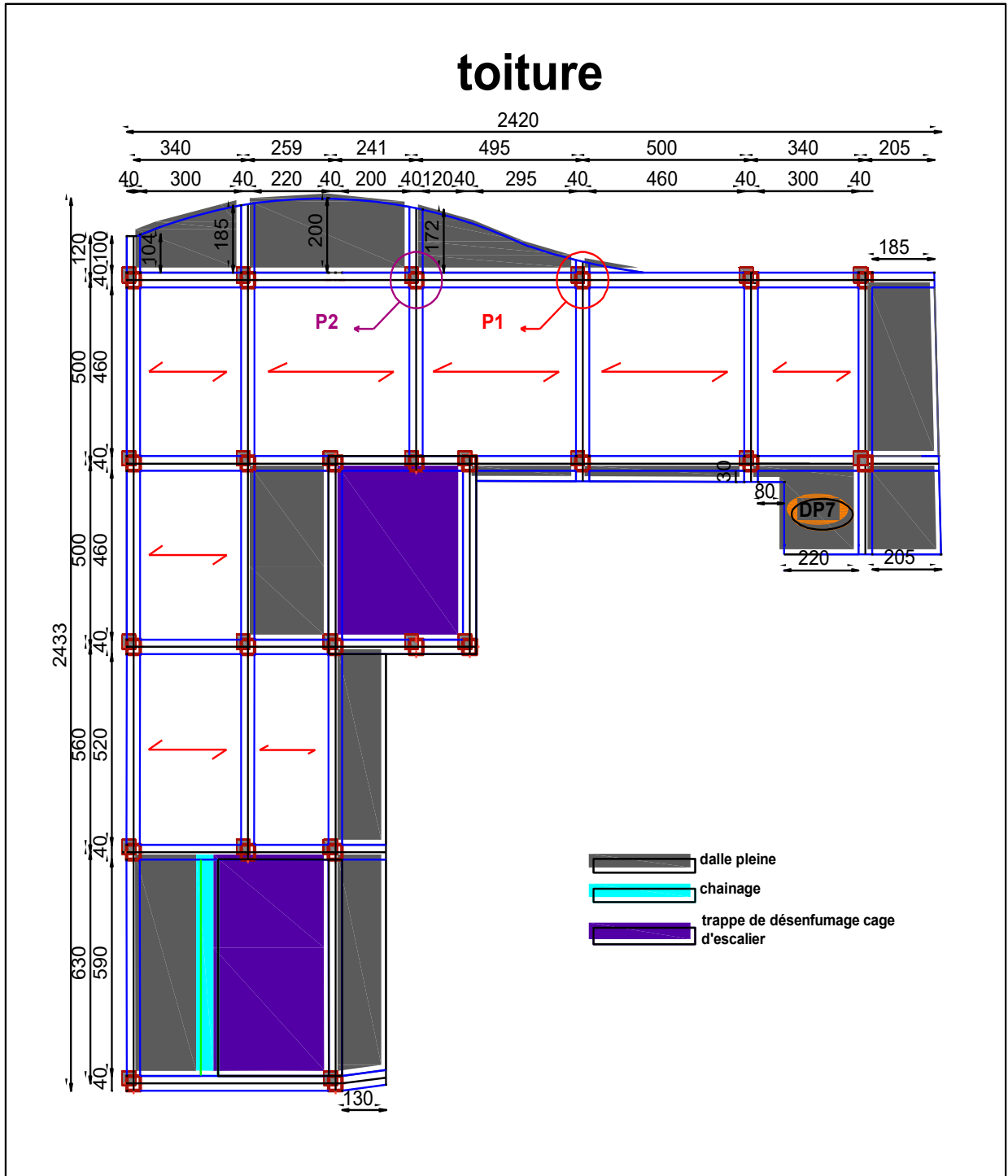
Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 08



Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 09



Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : étage 10



Disposition des poutrelles et emplacement des dalles pleines : Terrasse accessible

Annexe 3

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	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	0.6447
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	0.0956	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456	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	0.4065	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 4

Sections réelles d'armatures : section en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.04	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.63	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

*Blanche de
ferrailage*

❖ Schémas de ferrailage des dalles pleines

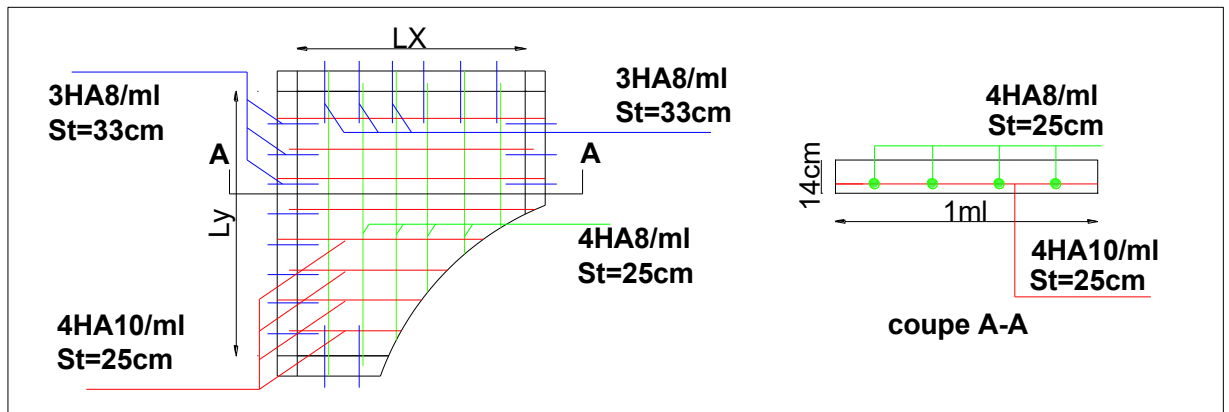


Figure.III.10. Ferrailage de la dalle pleine D2

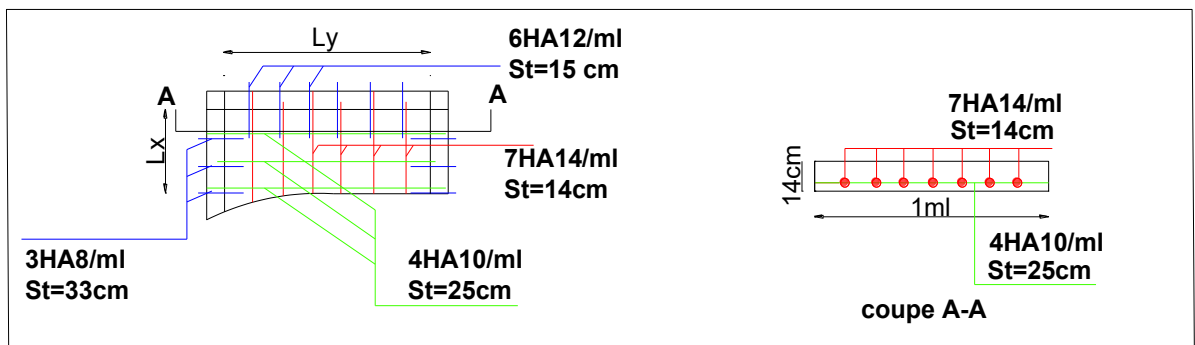


Figure.III.11. Ferrailage de la dalle pleine D4.

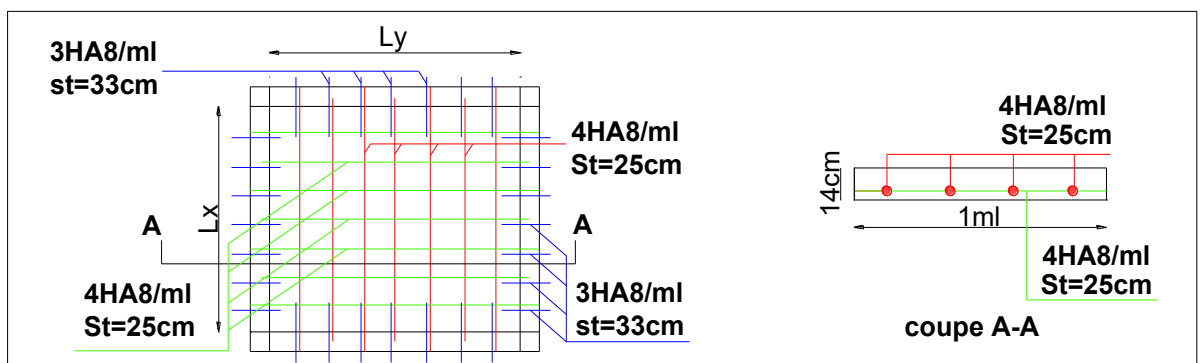


Figure.III.12. Ferrailage de la dalle pleine D5.

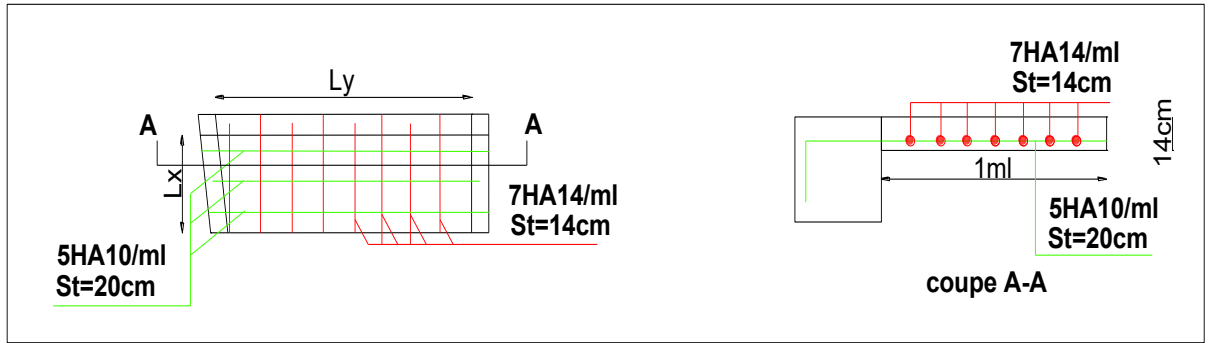


Figure.III.13. Ferrailage de la dalle pleine D6.

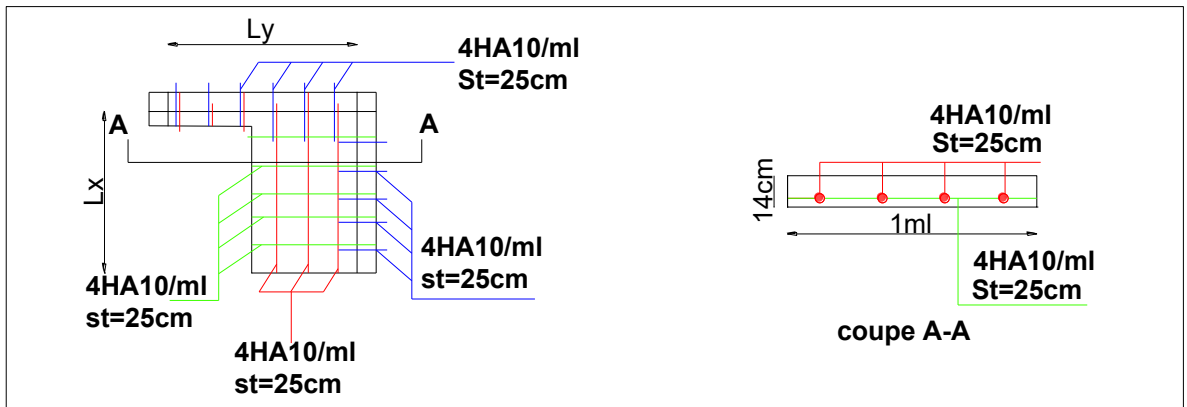
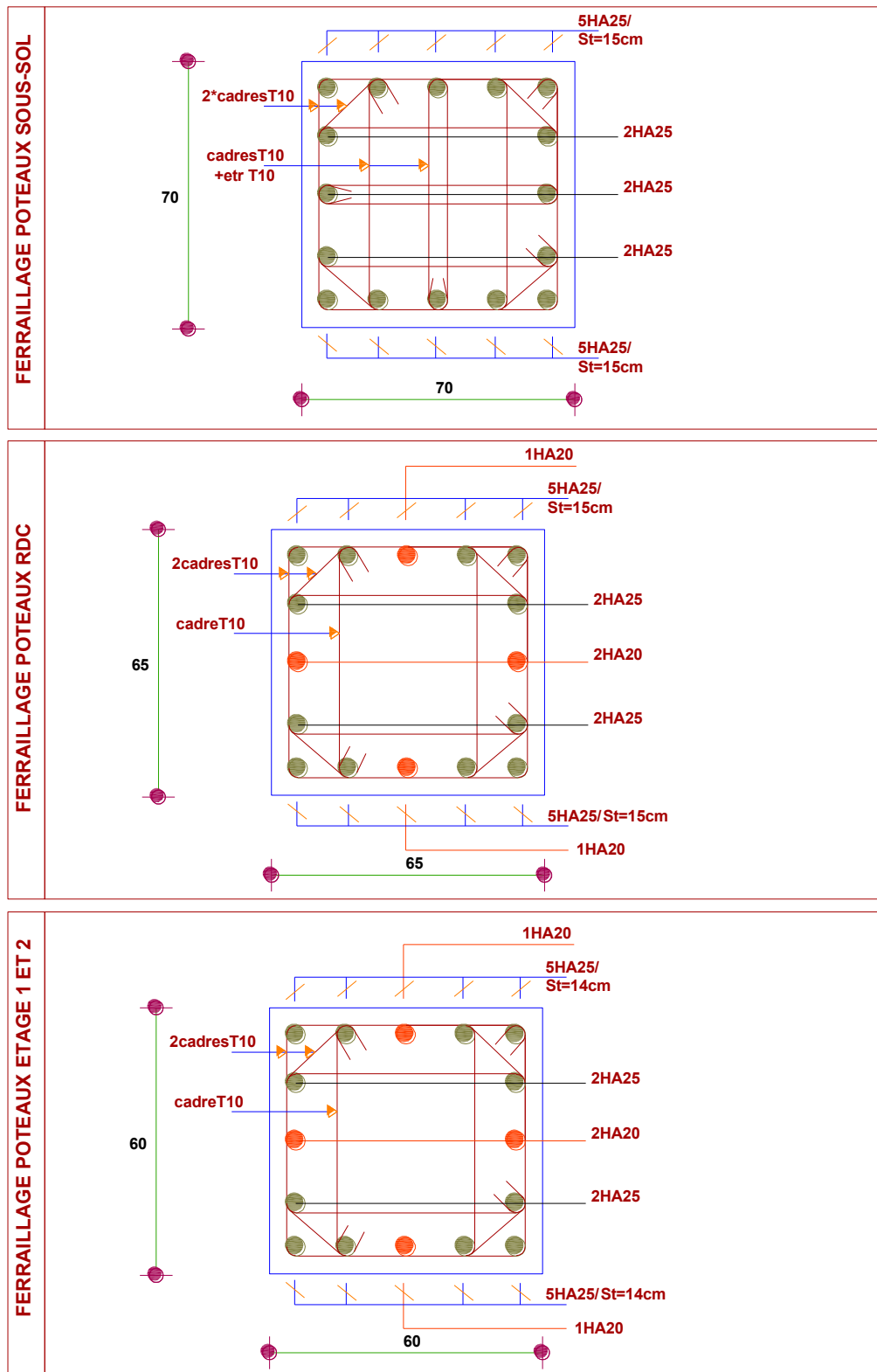
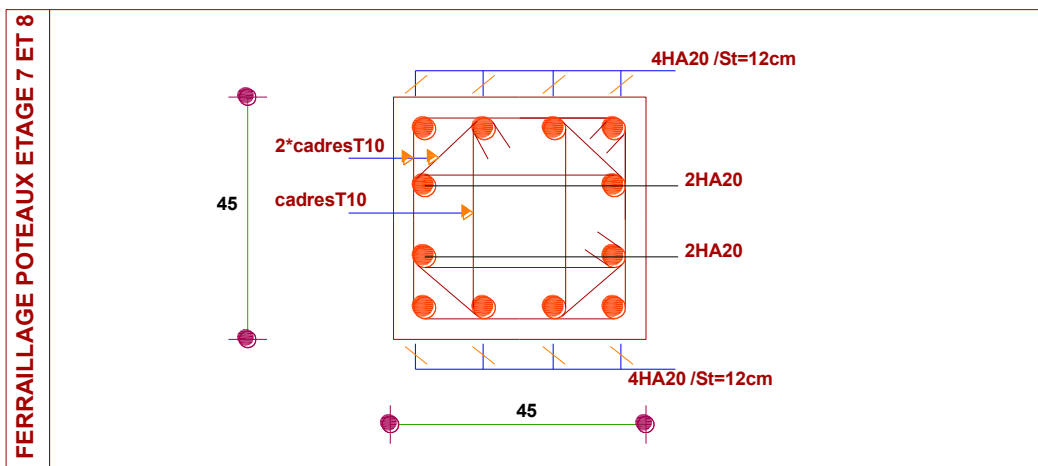
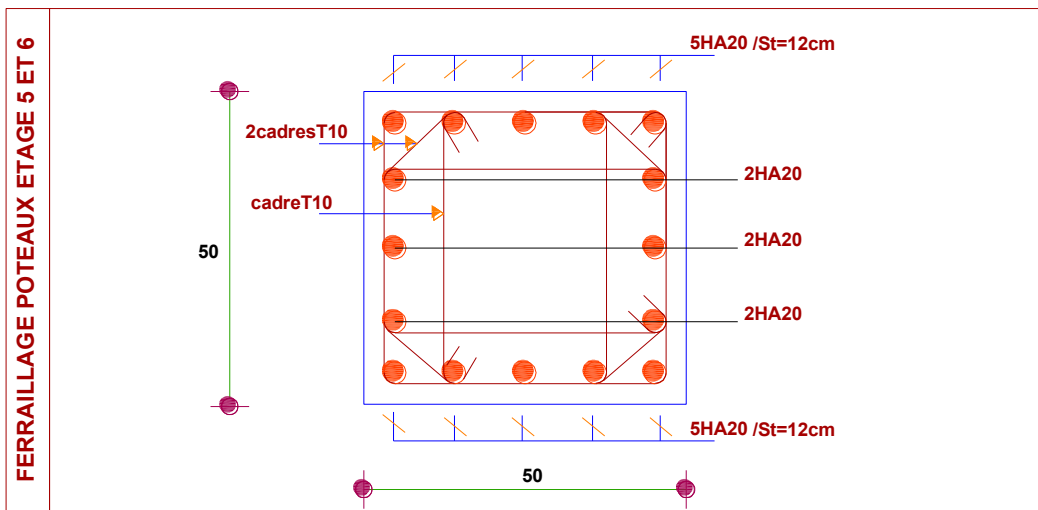
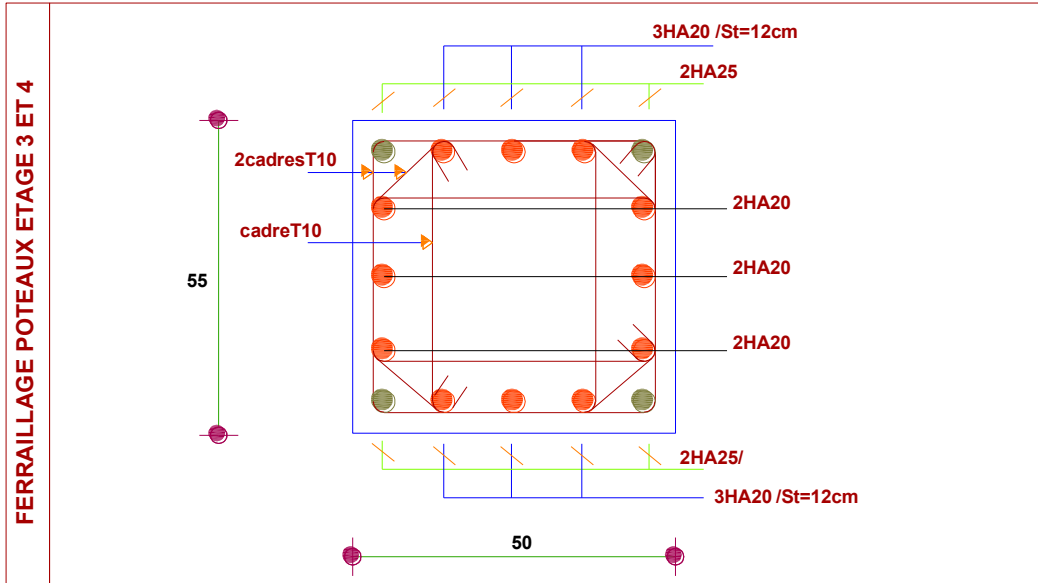
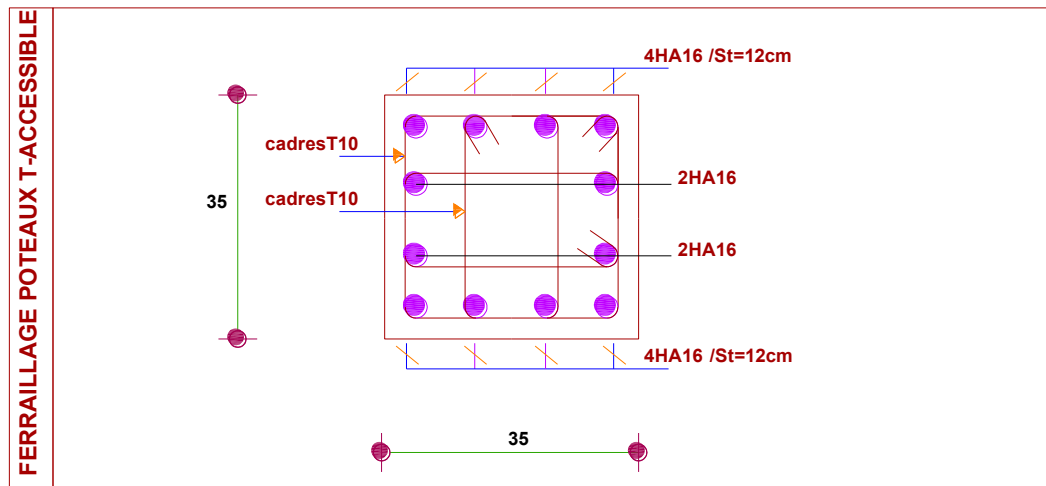
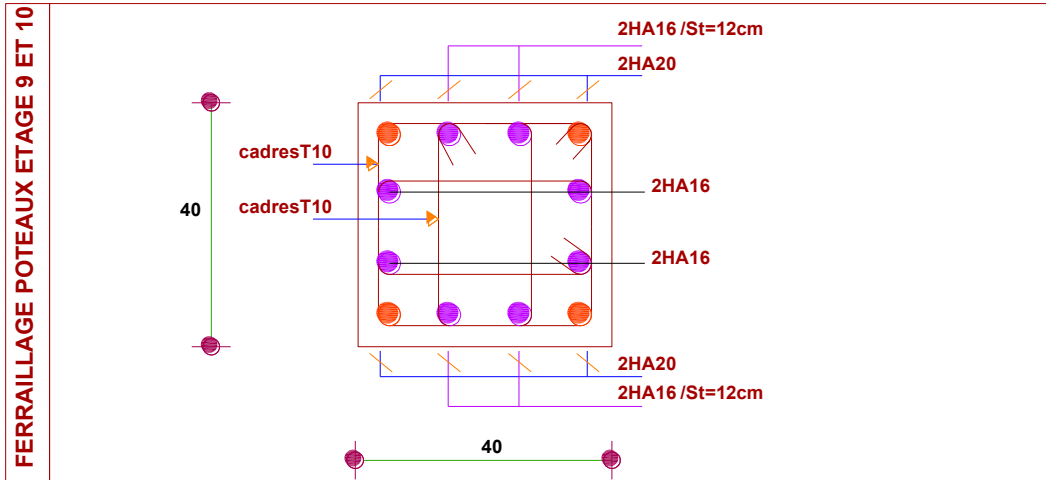


Figure III.14. Ferrailage de la dalle pleine D7.

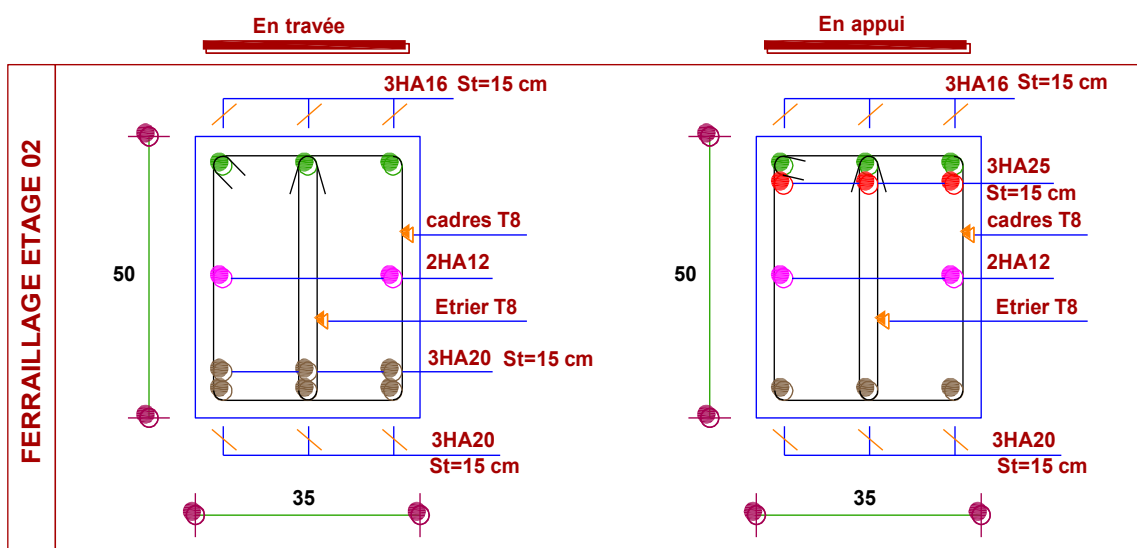
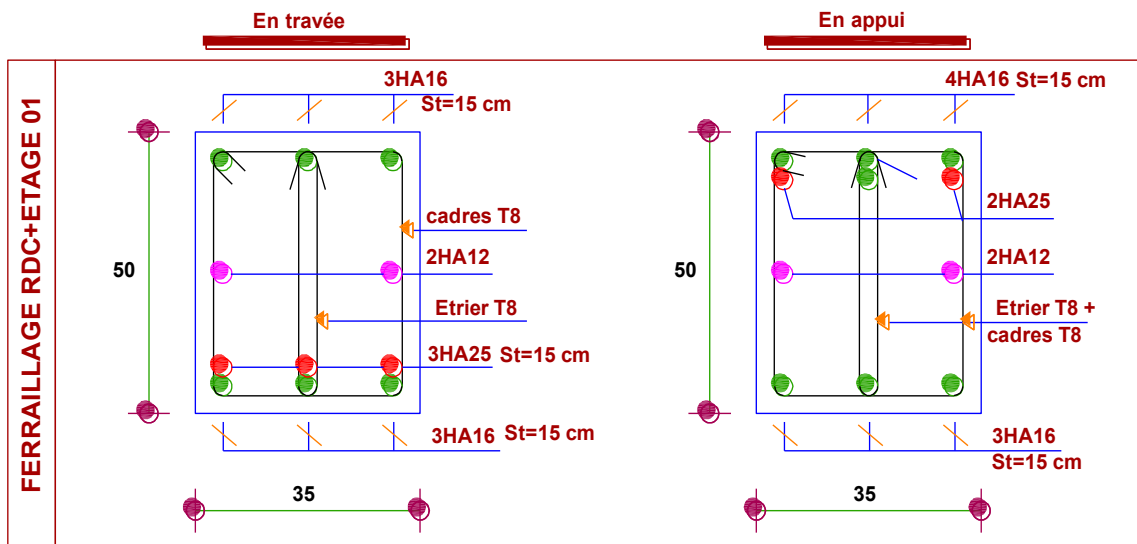
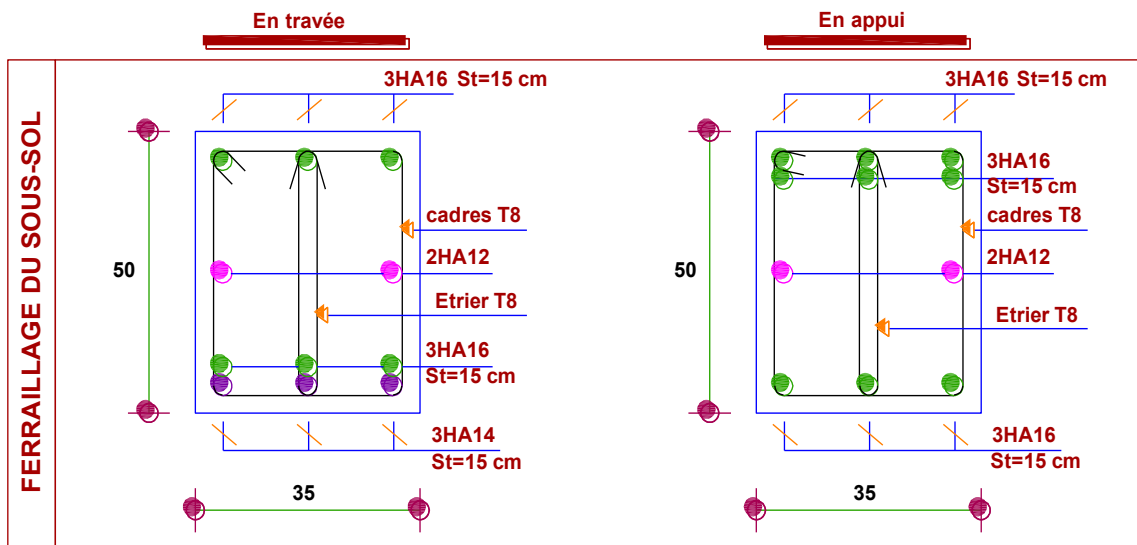
❖ Schémas de ferrailage des poteaux

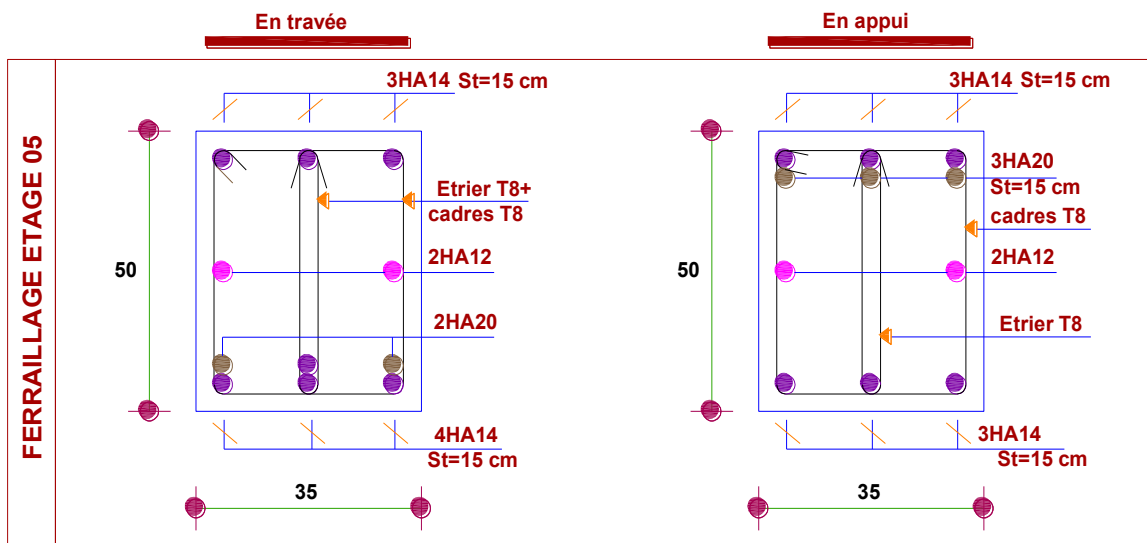
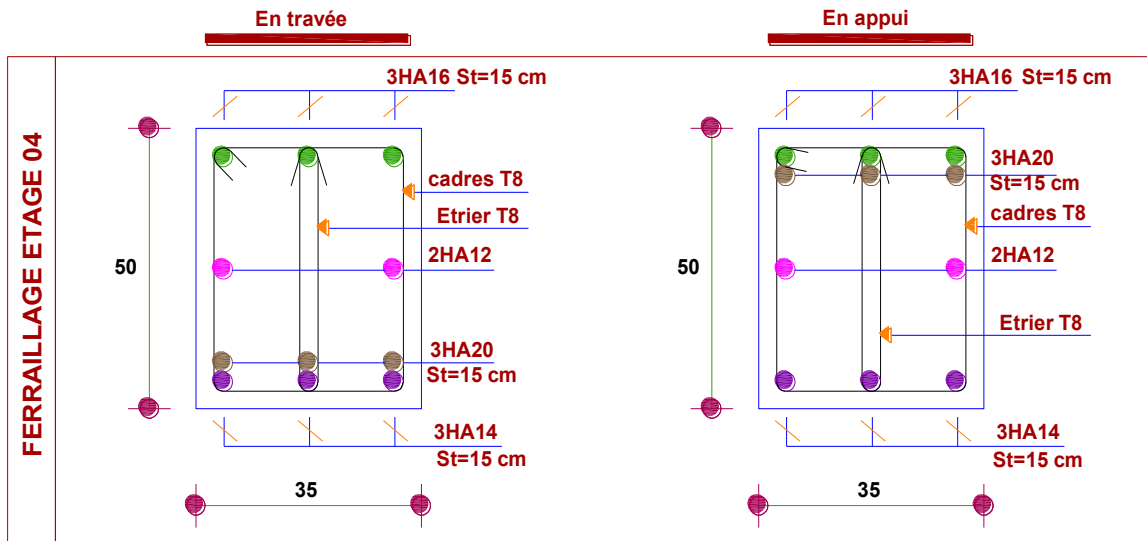
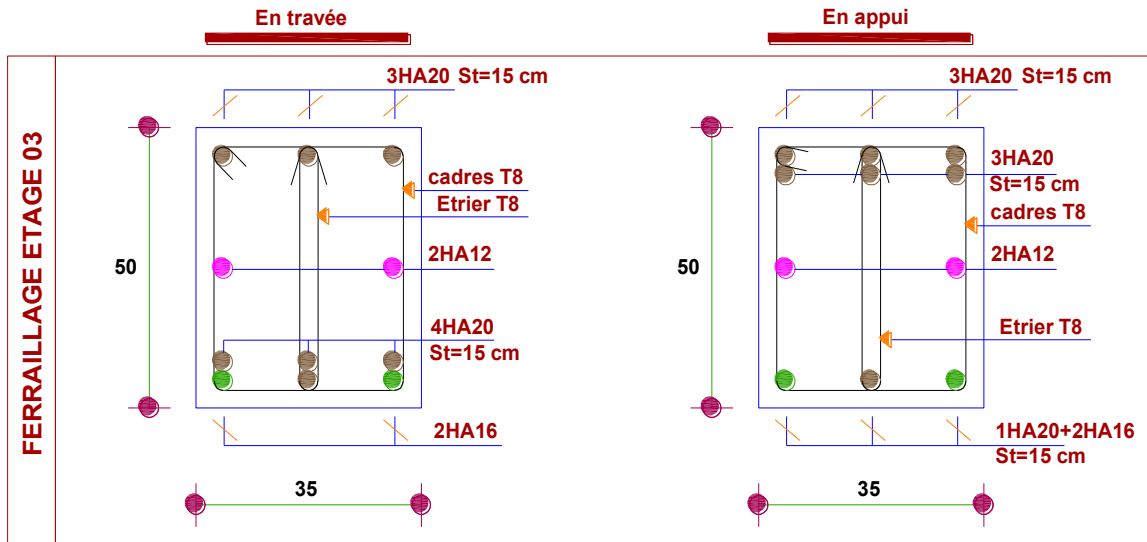


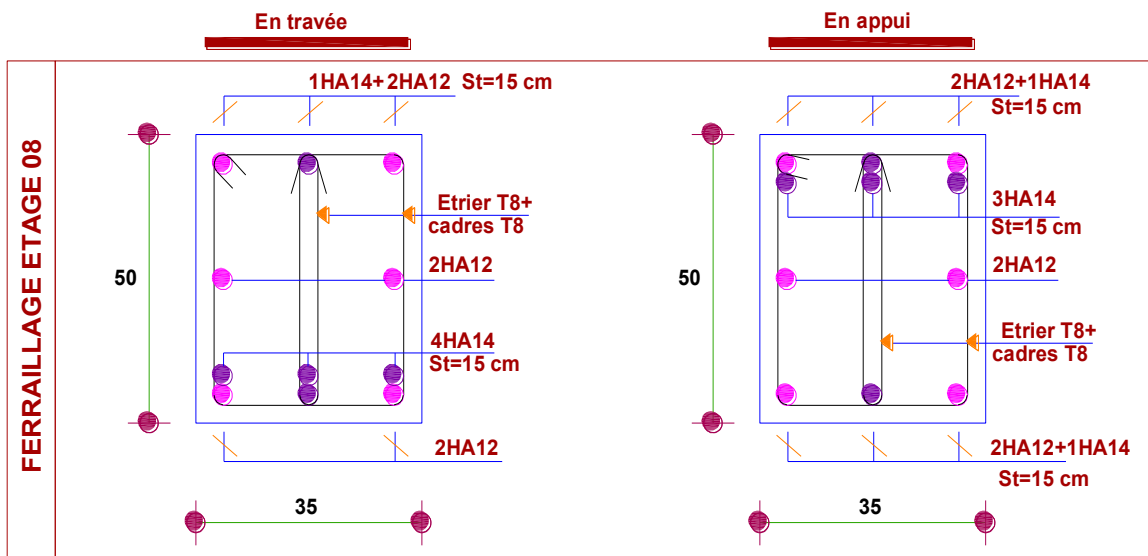
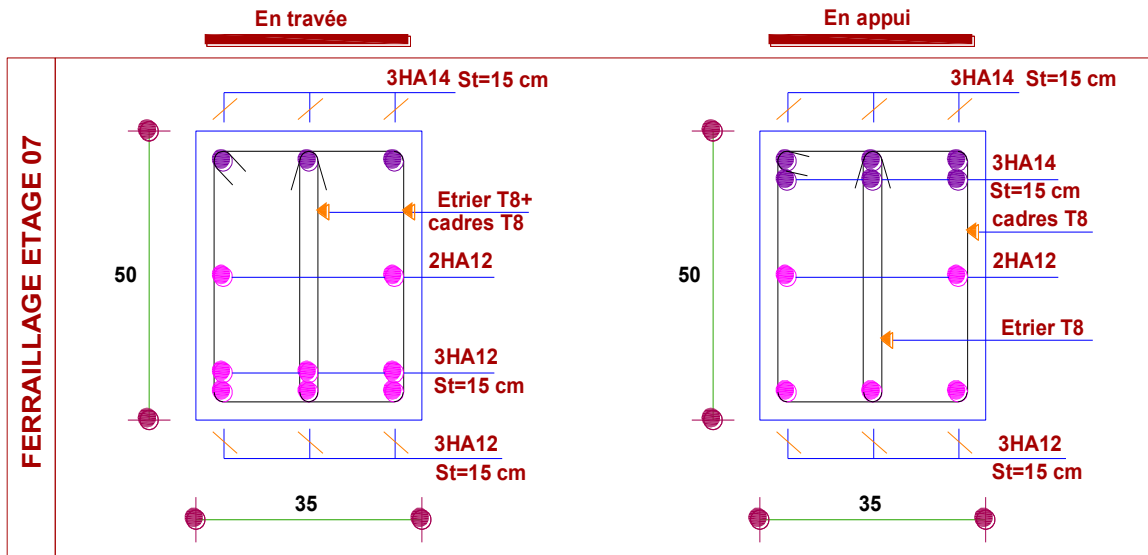
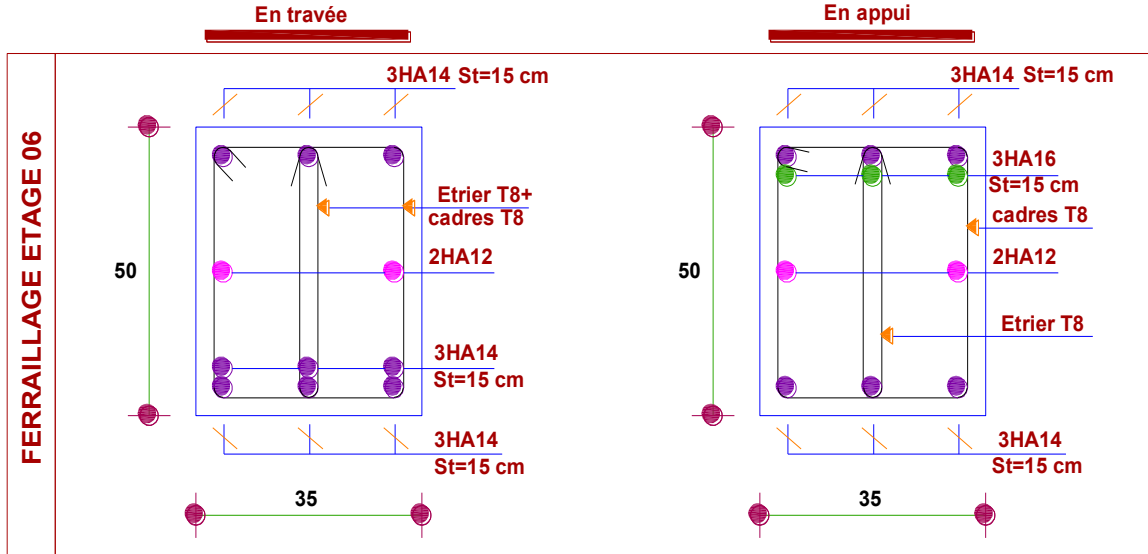


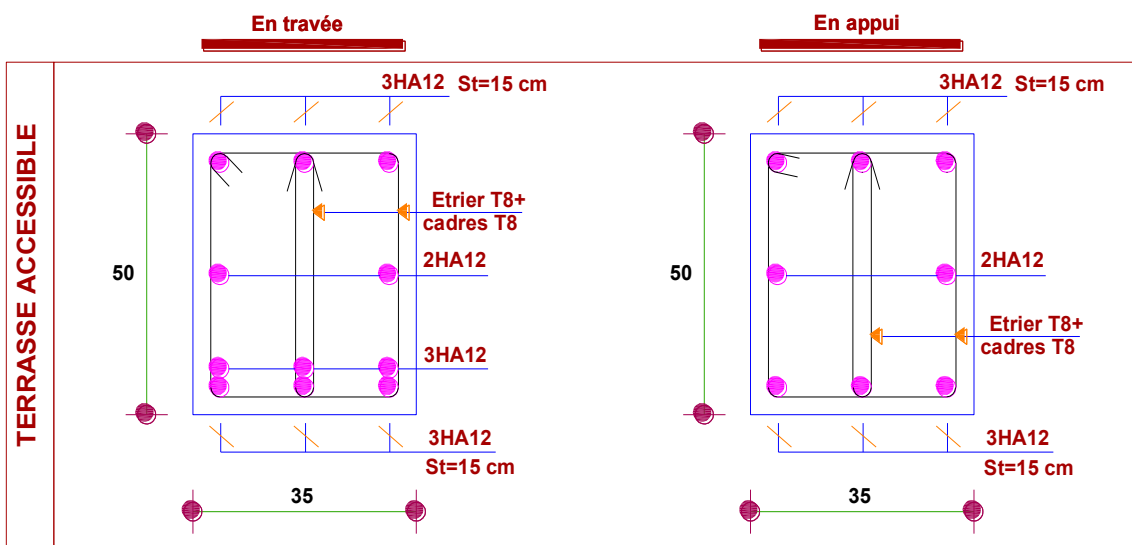
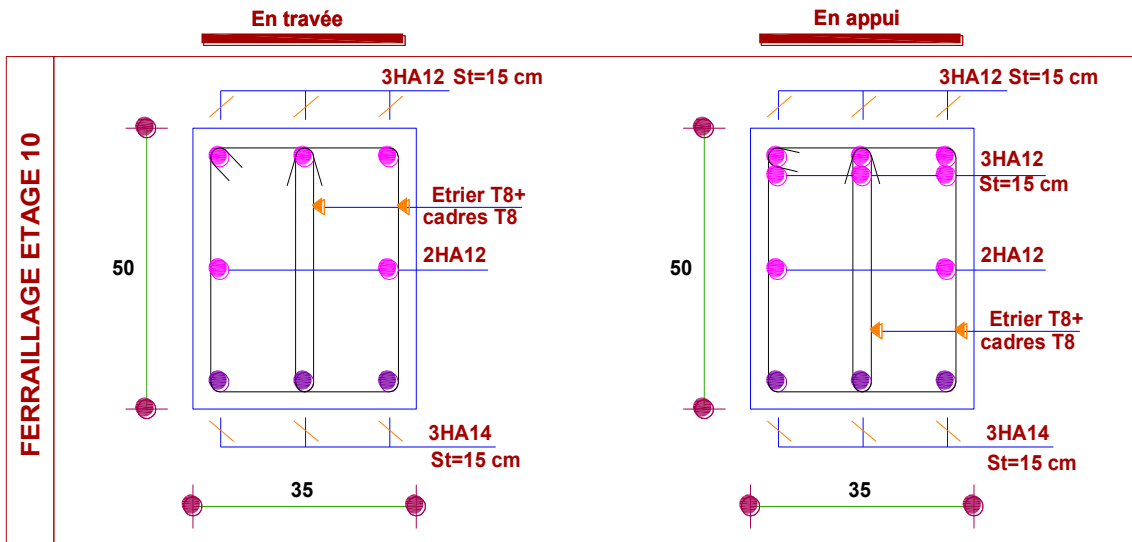
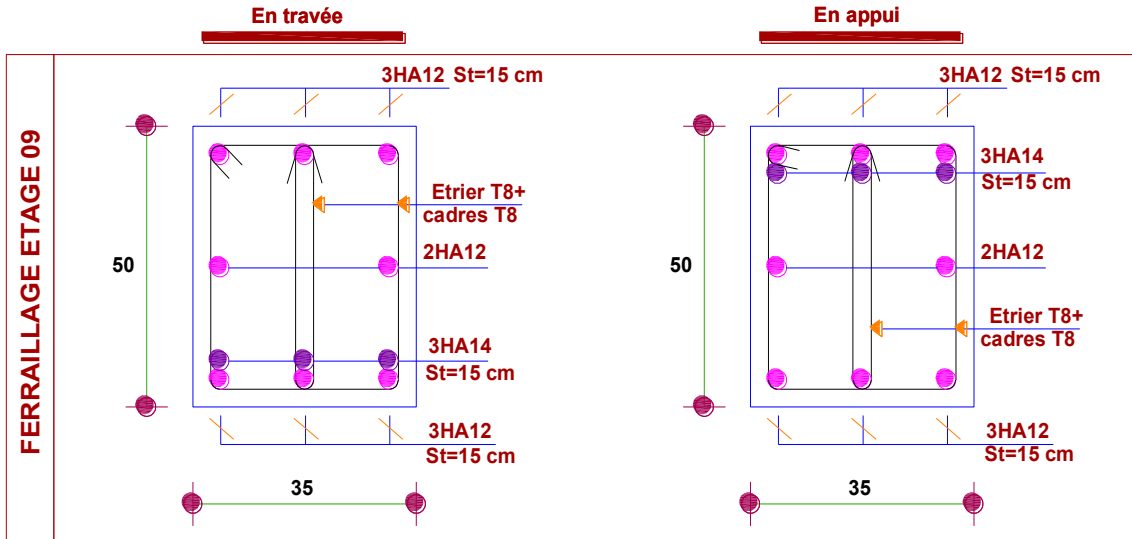


❖ Schémas de ferrailage des poutres principales

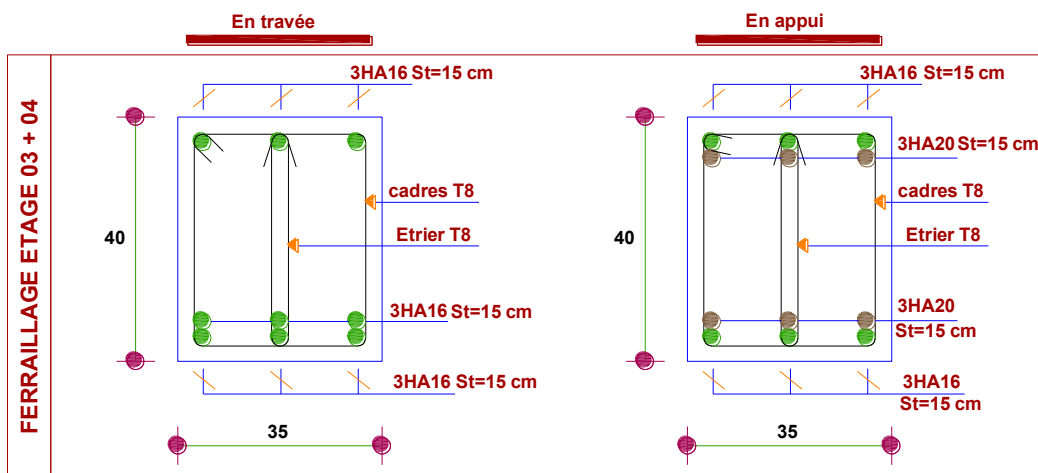
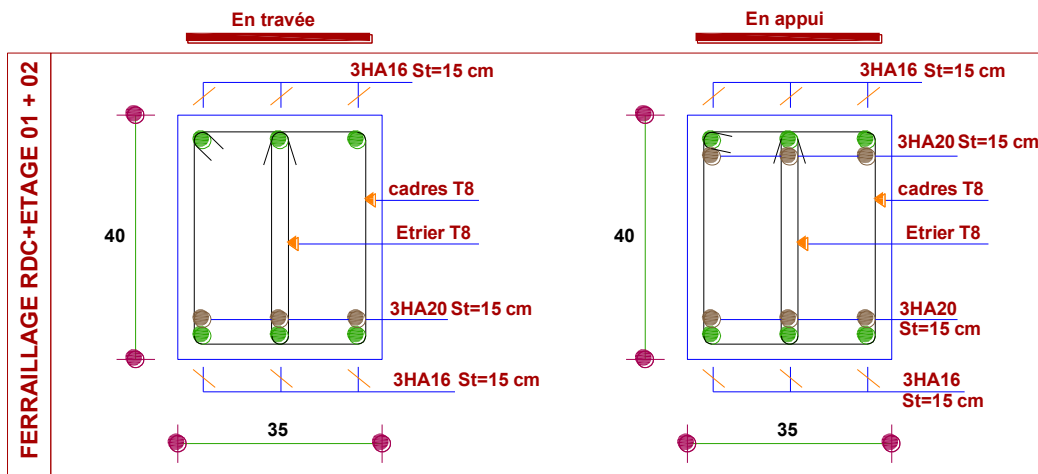
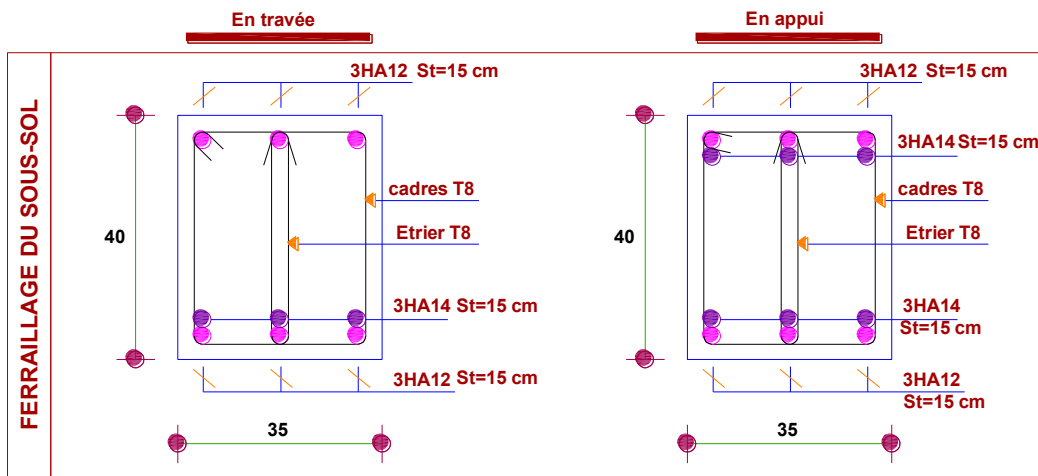


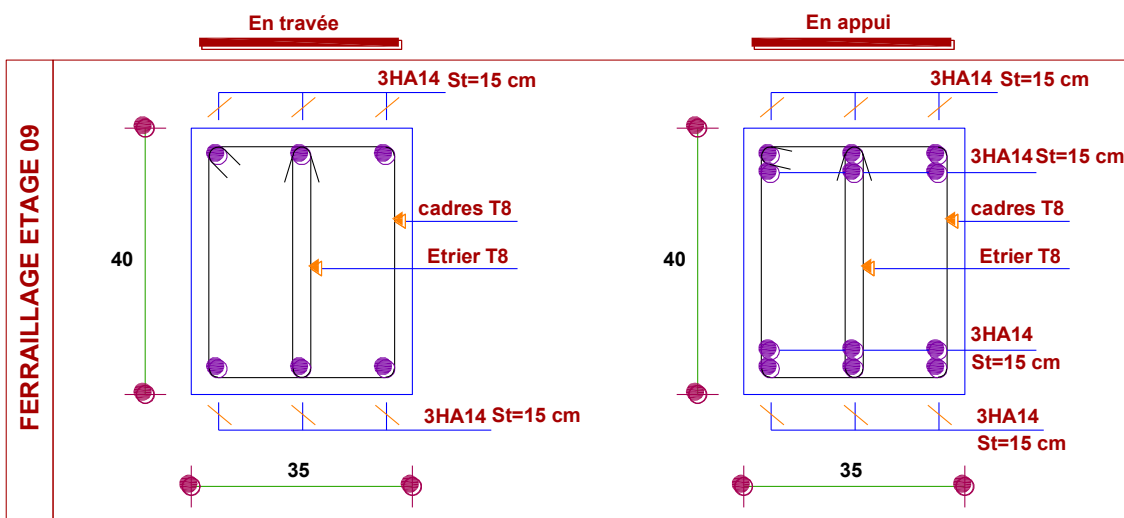
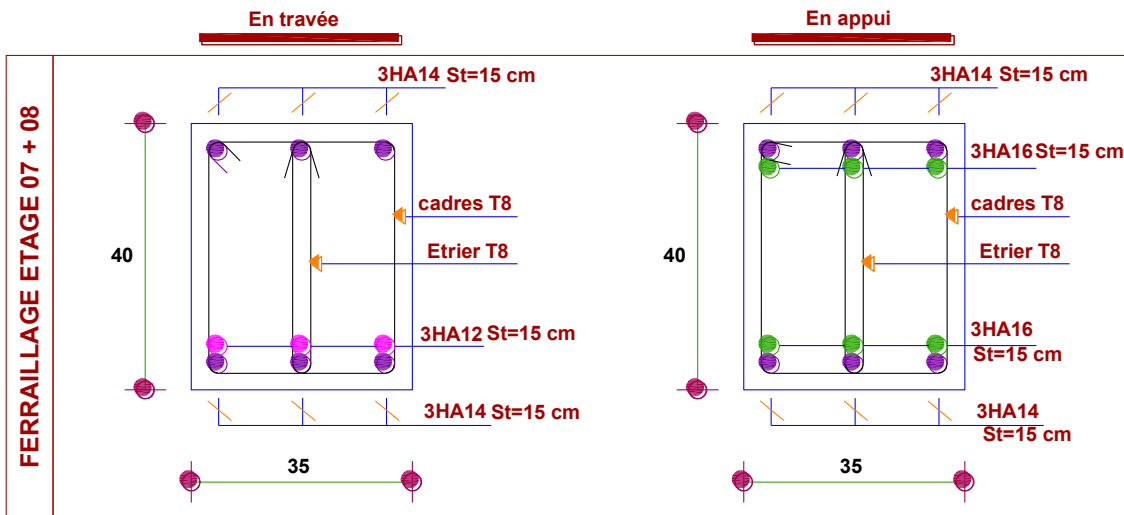
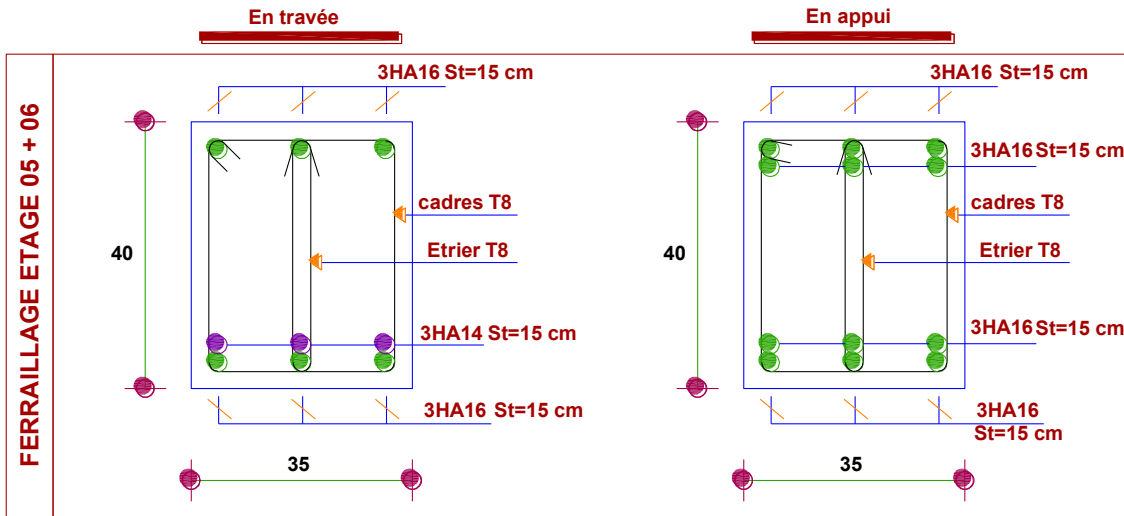


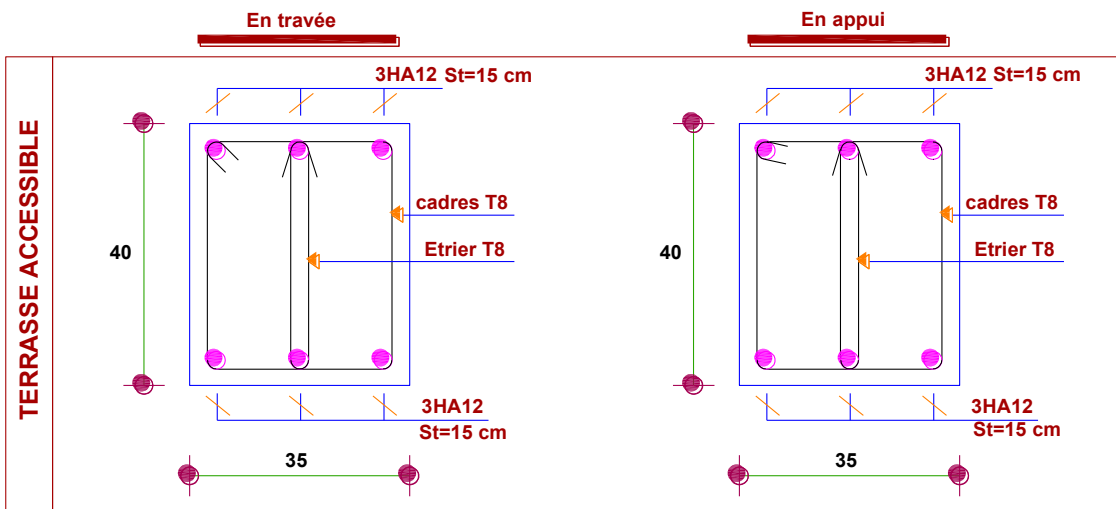
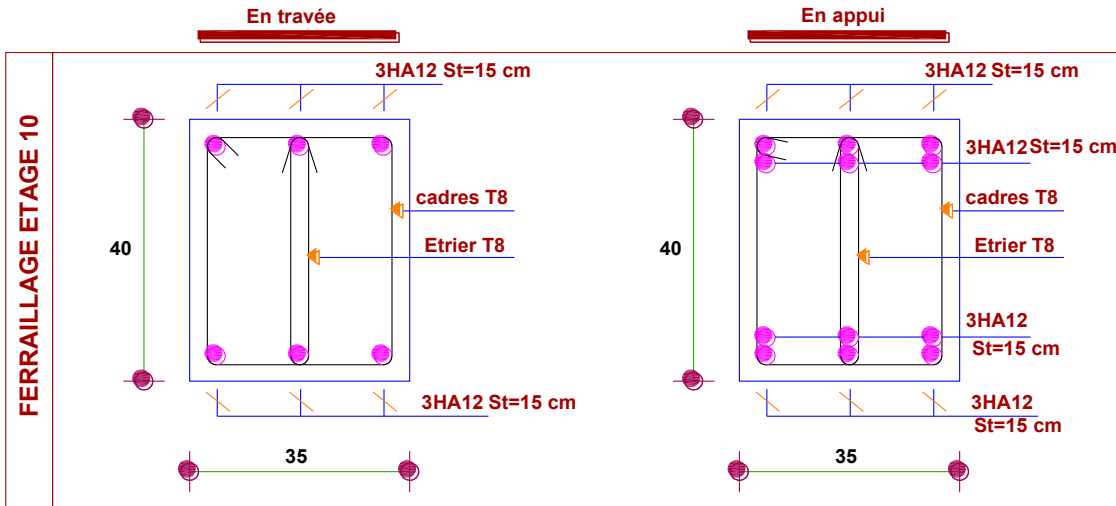




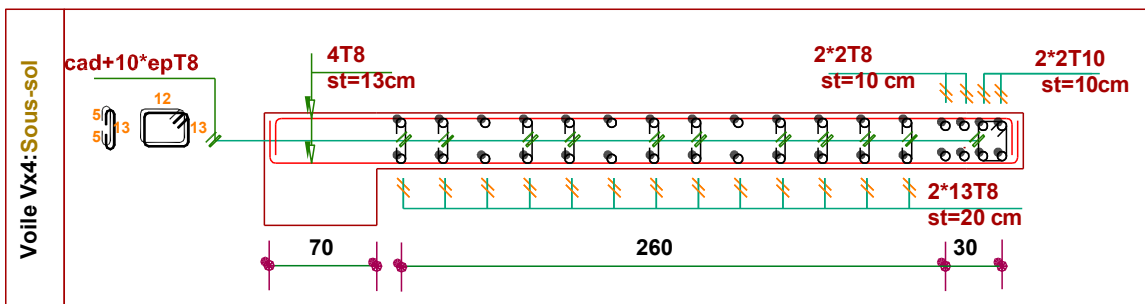
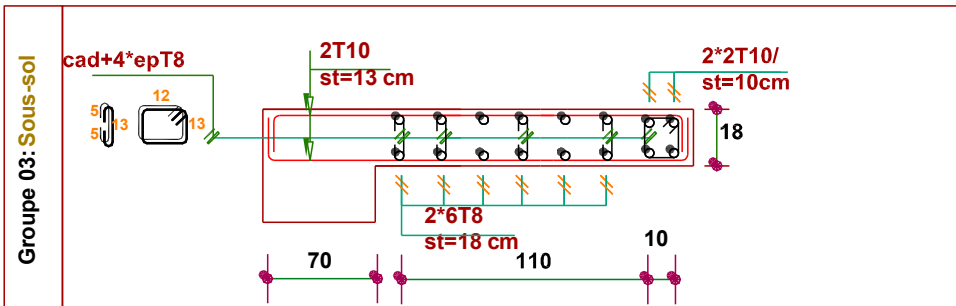
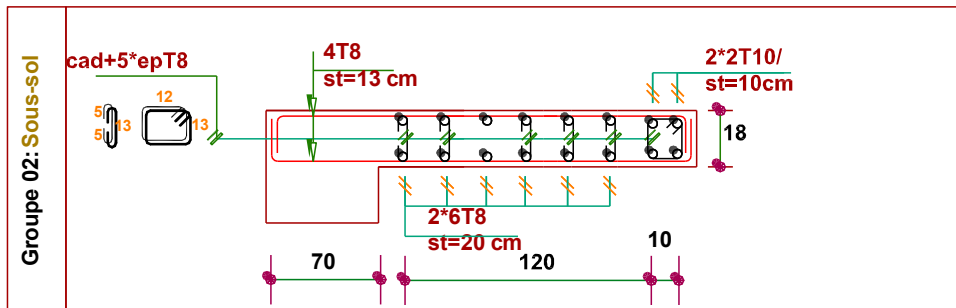
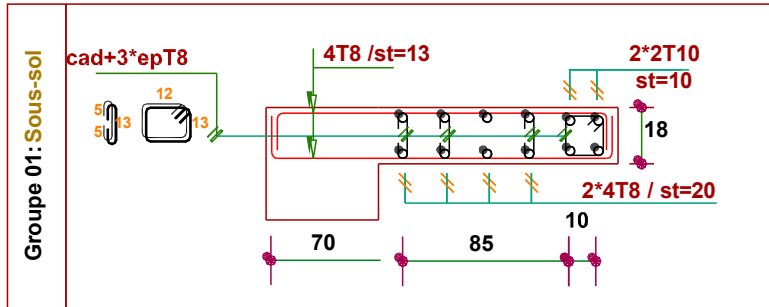
❖ Schémas de ferrailage des poutres secondaires





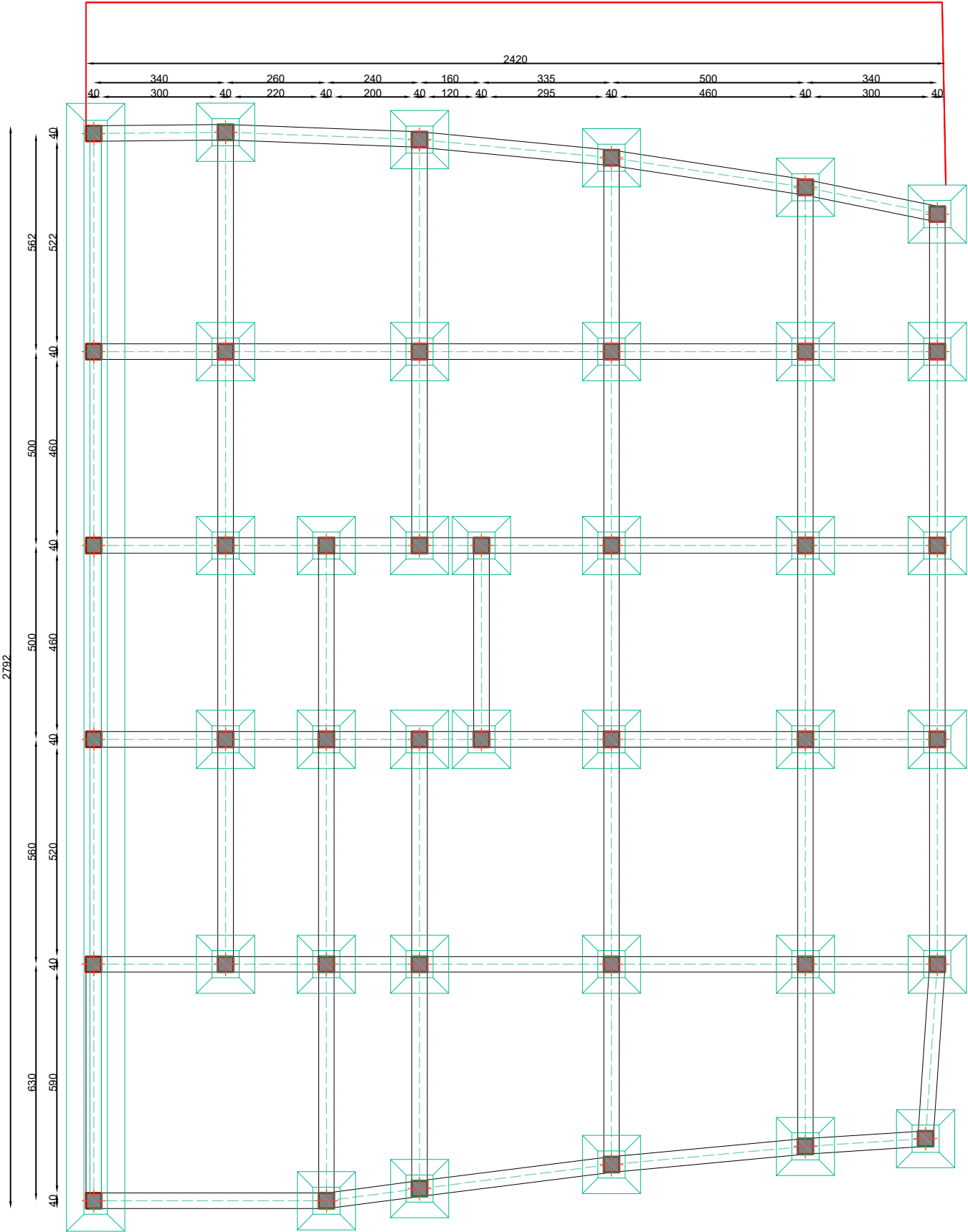


❖ Ferrailage des voiles

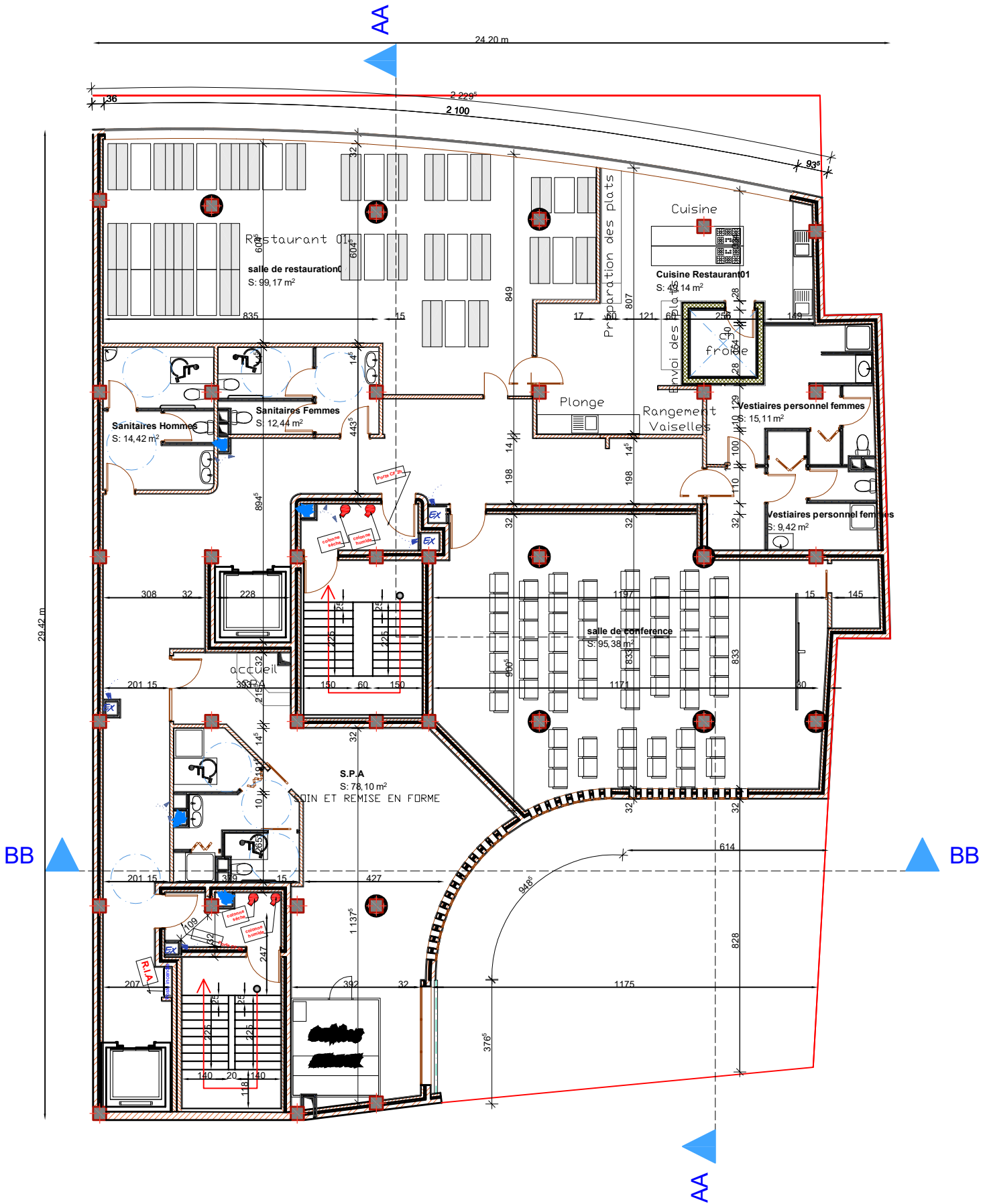


***Plans de la
structure***

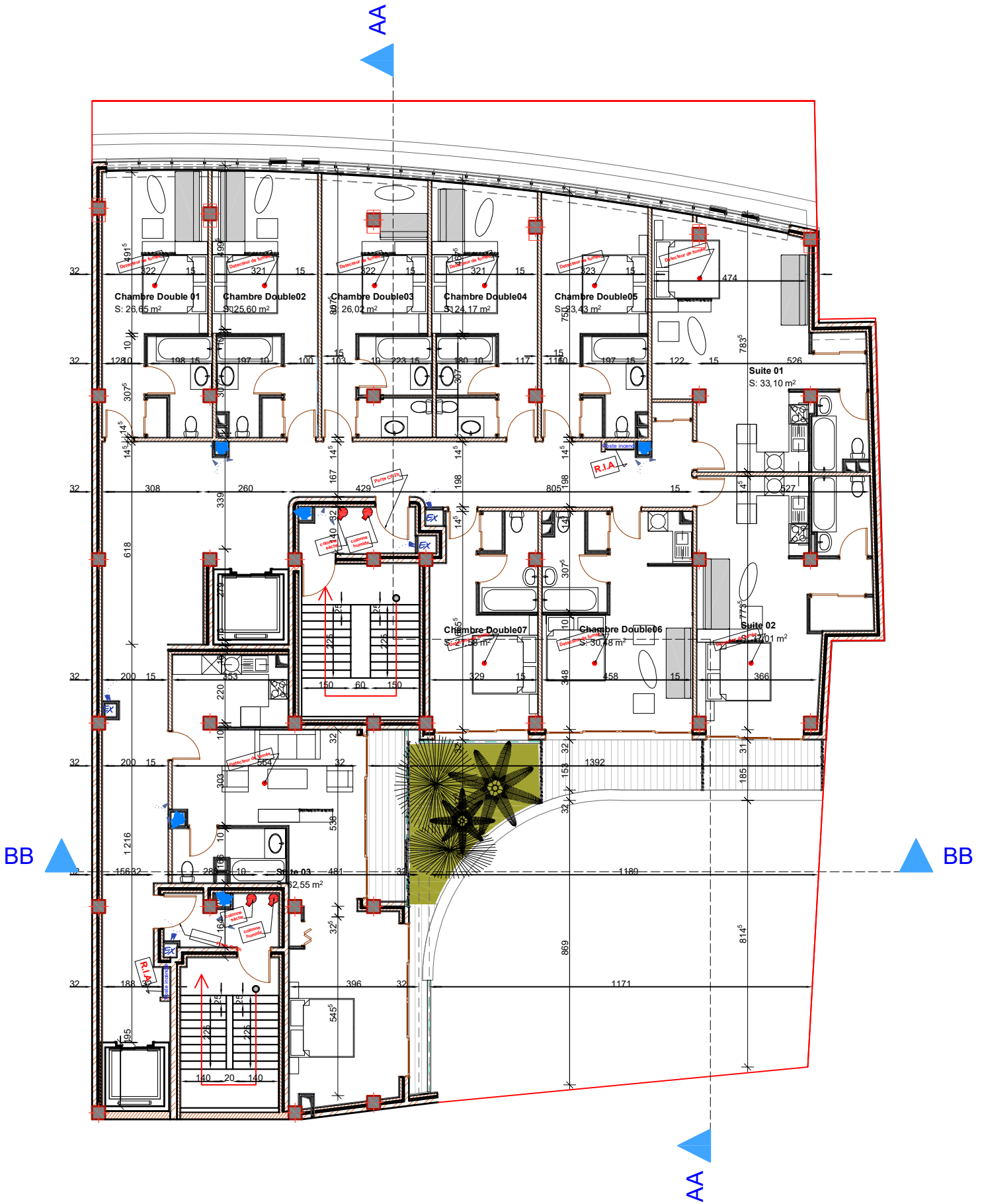
PLANS FONDATION



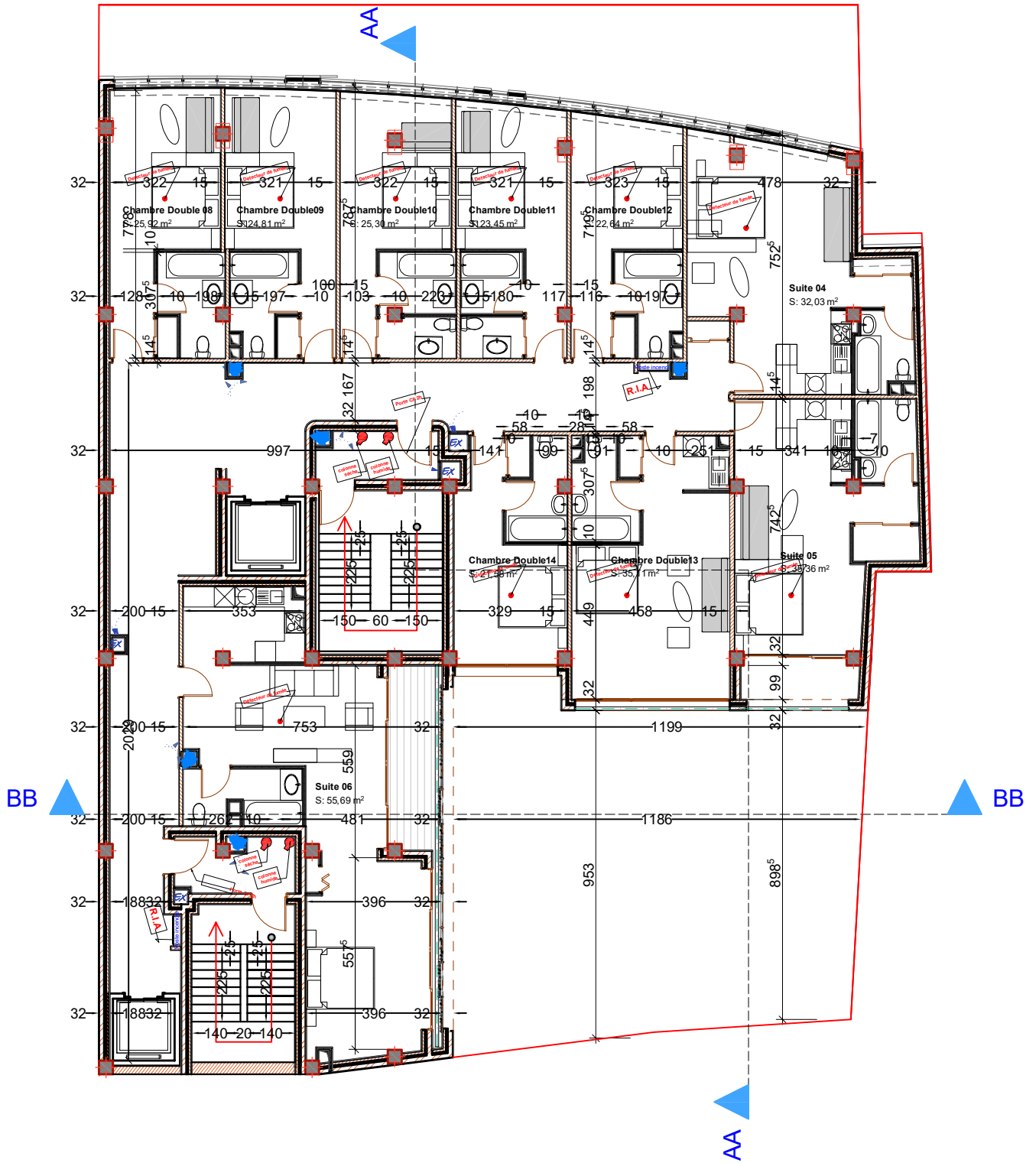
ETAGE 1 NIV +4.00



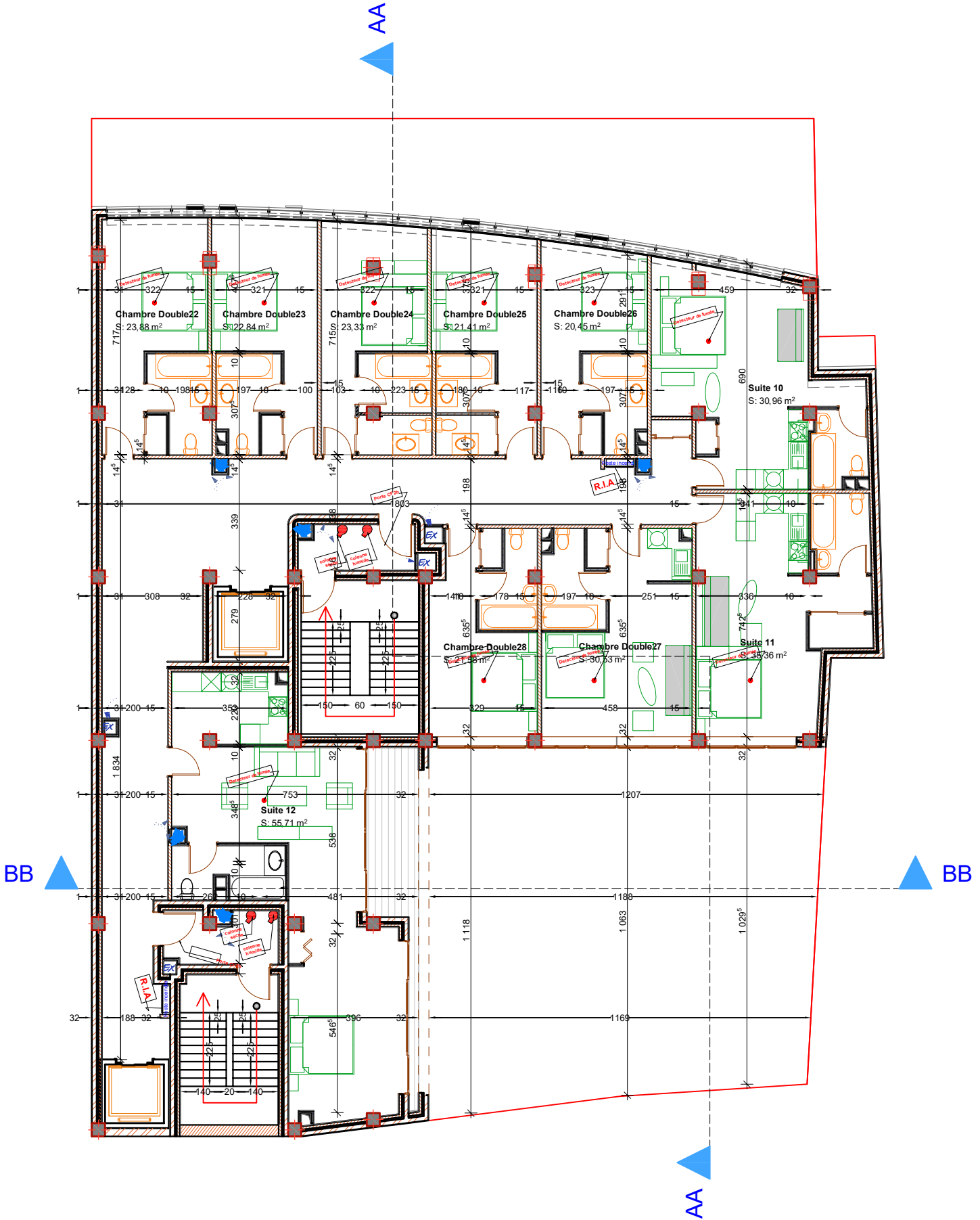
ETAGE 2 NIV +7.50



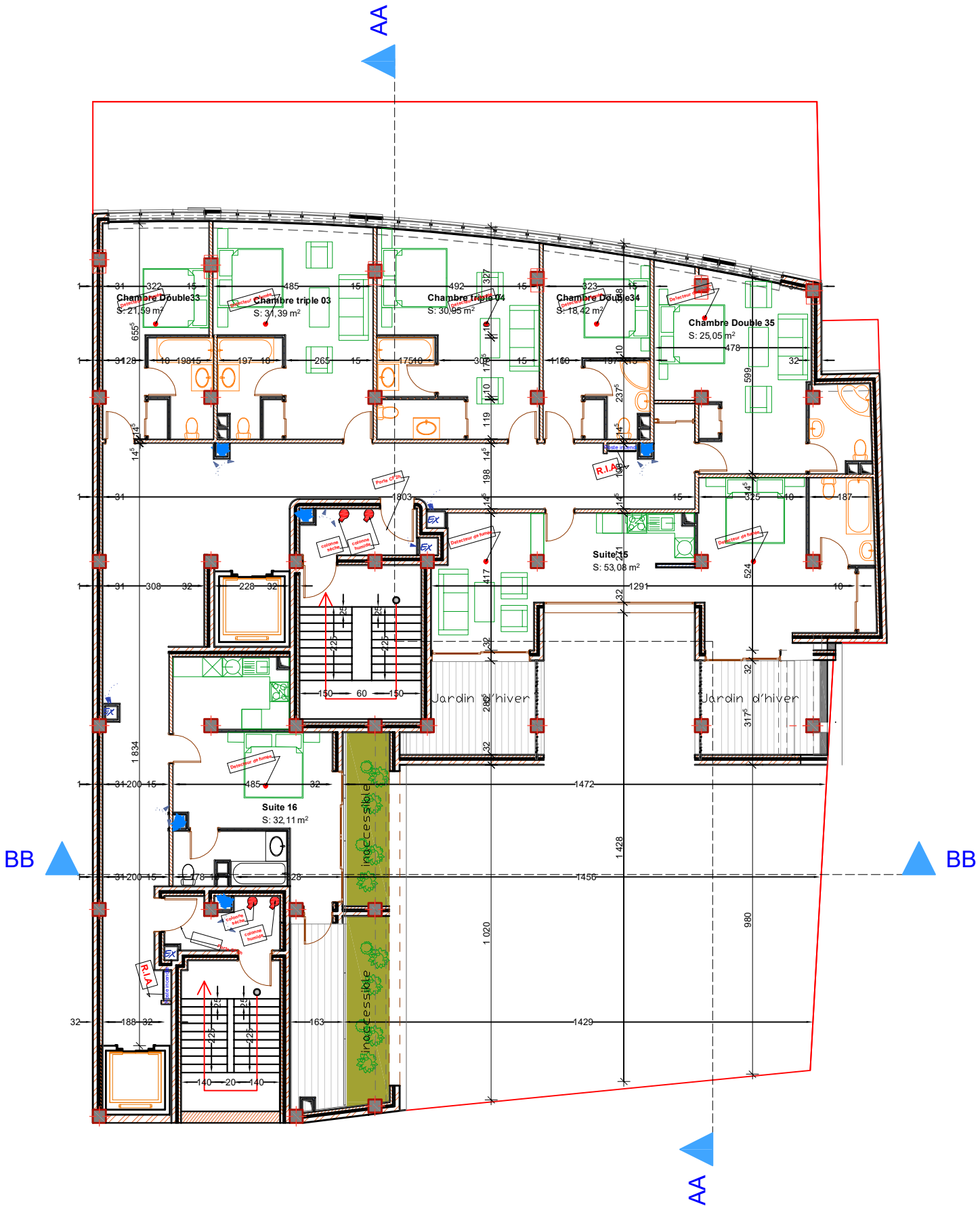
ETAGE 3 NIV +11.00
 ET
 ETAGE 4 NIV +14.50



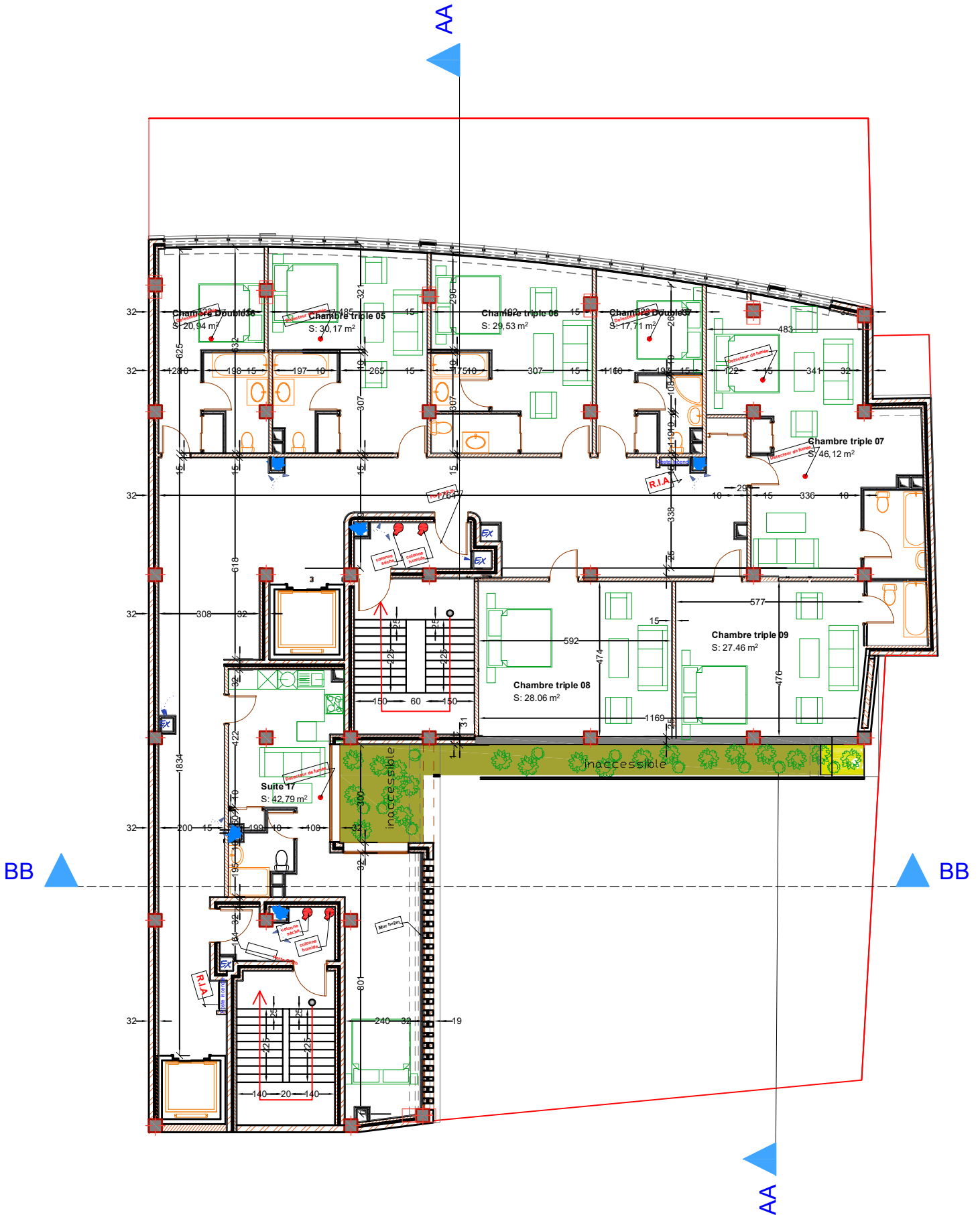
ETAGE 5 NIV +18.00



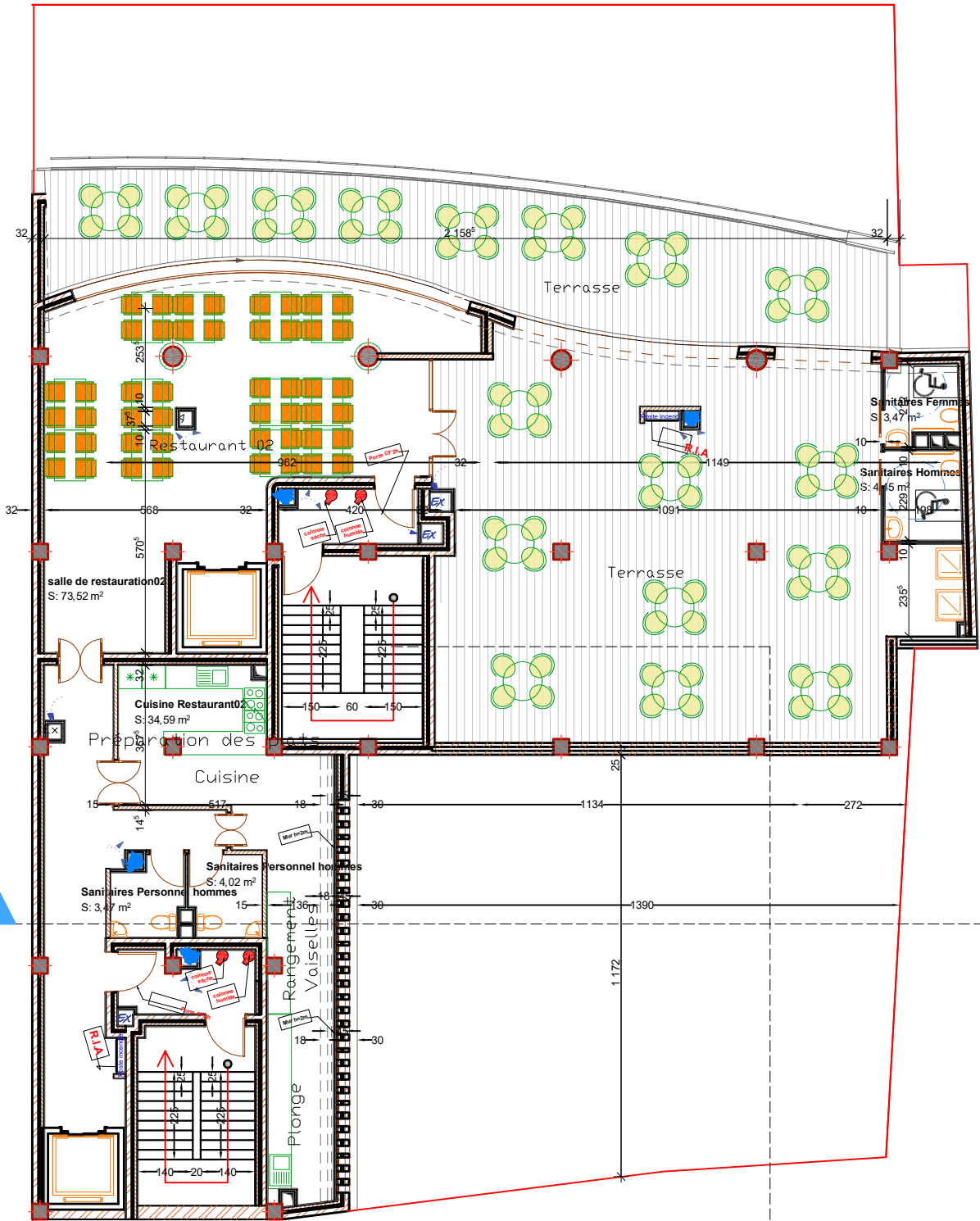
ETAGE 7 NIV +25.00



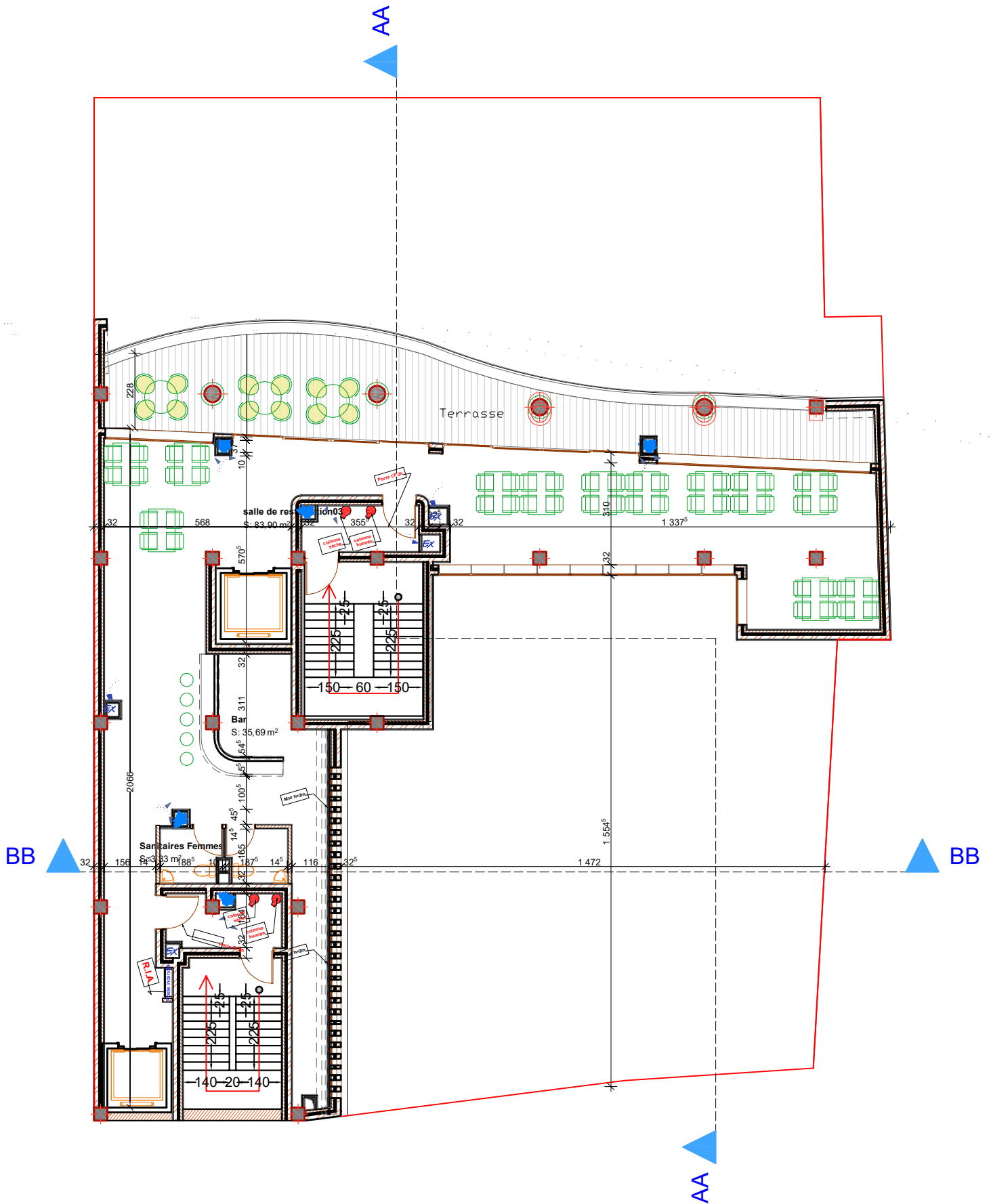
ETAGE 8 NIV +28.50



ETAGE 9 NIV +32.00

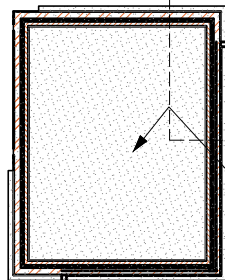
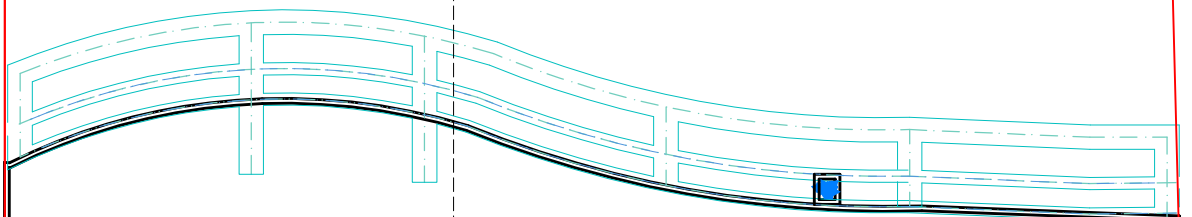


ETAGE 10 NIV +35.50



TOITURE NIV +39.00

AA

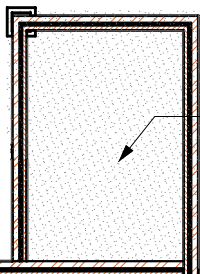


Trappe de désenfumage
cage d'escalier

BB



BB

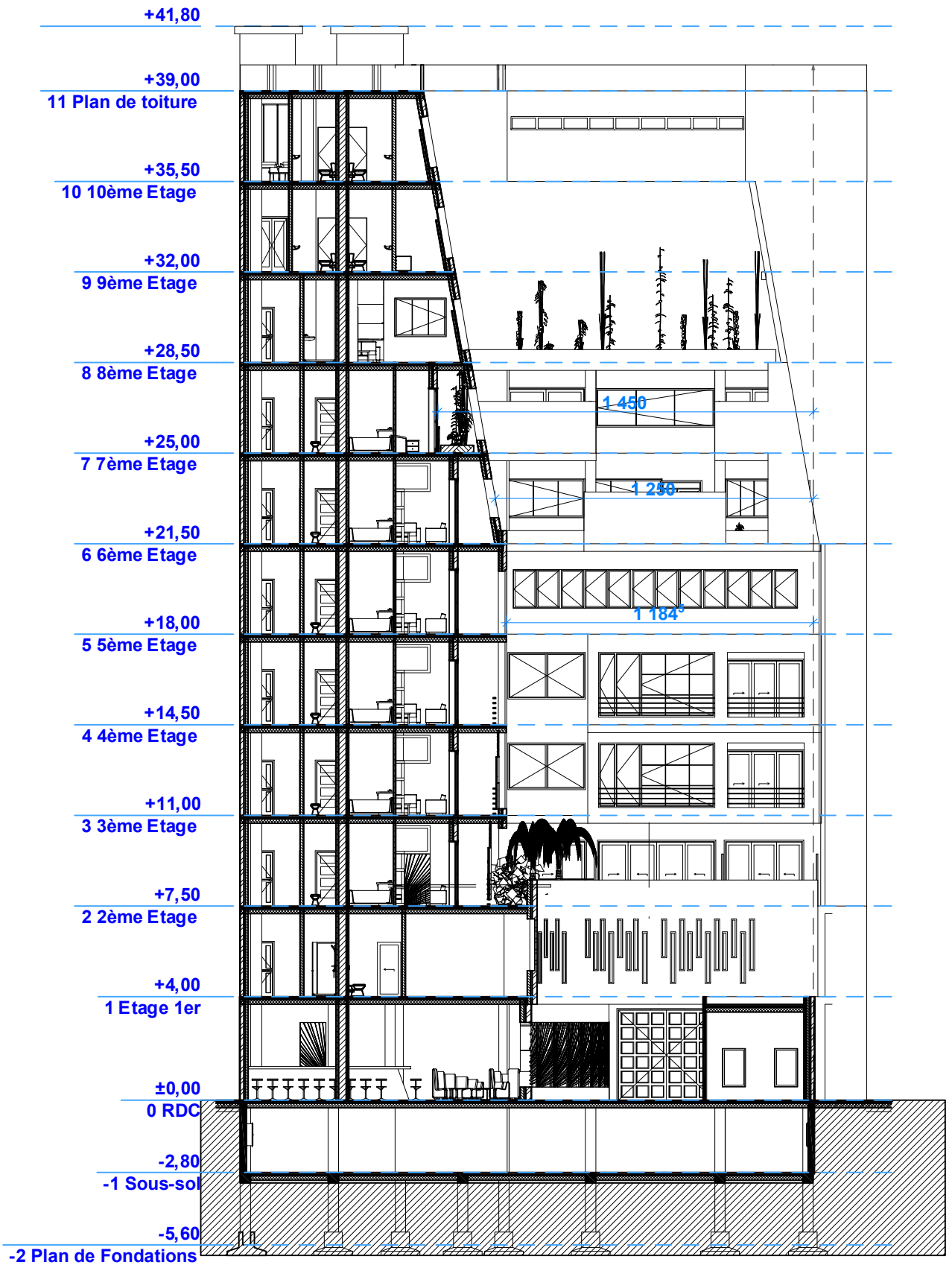


Trappe de désenfumage
cage d'escalier

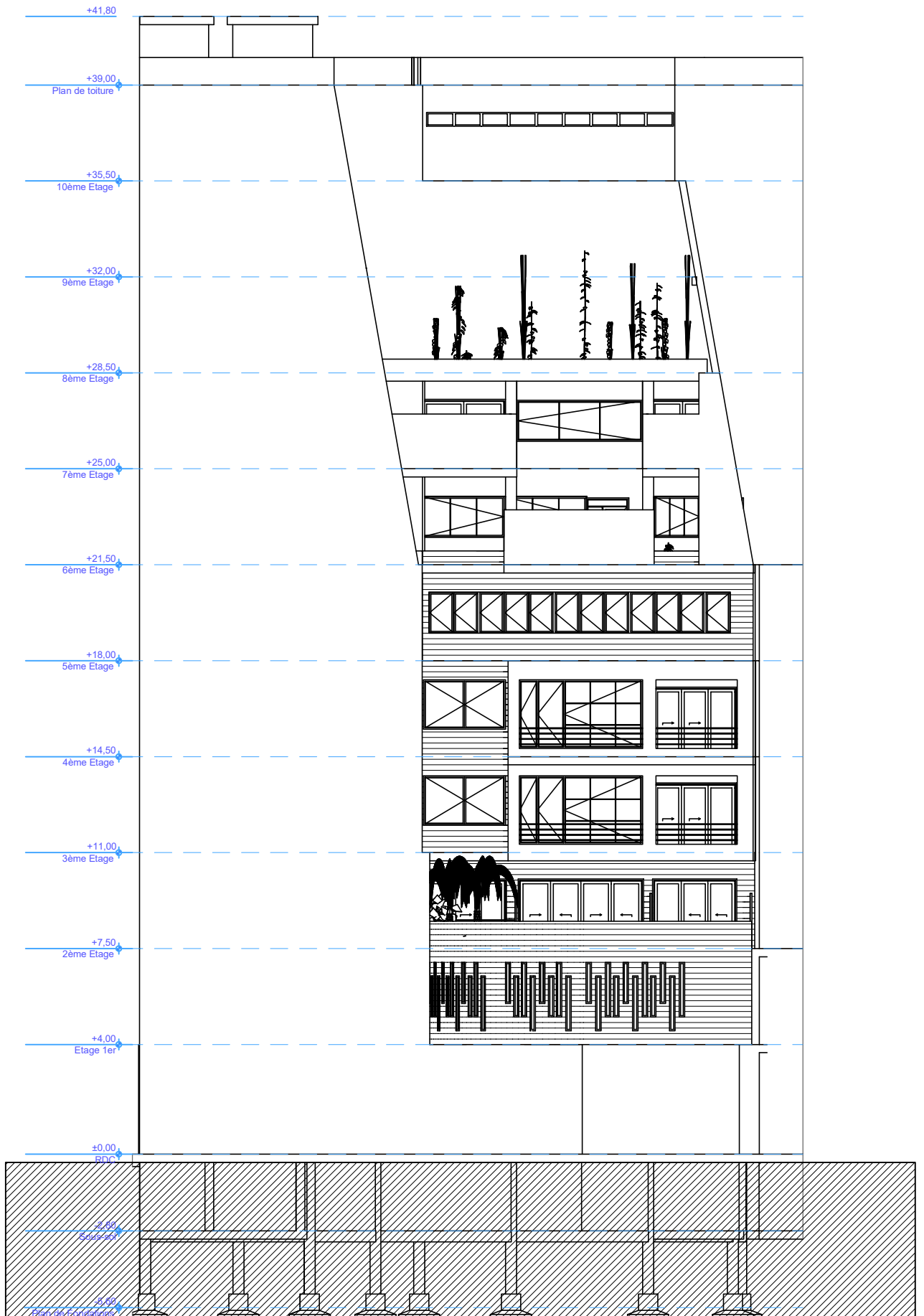


AA

COUPE B-B



FAÇADE COTÉ COURS



FAÇADE PRINCIPALE

