



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

En vue de l'obtention du Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

**ETUDE GENIE CIVILE D'UN BATIMENT
(R+12+DUPLEX) A USAGE D'HABITATION
CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILES +PORTIQUE)**

Encadré par :
M Lyes RAMDANI

Présenté par :
M KASMI Sofiane
M KHASSA Abderrahmane

Année universitaire : 2018/2019

Remerciements

Nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toutes ces années d'études.

*Nous tenons à remercier notre encadreur **monsieur RAMDANI** de nous avoir encadré et nous prêté main forte en accordant de son temps à notre travail, et pour son encouragement et ses précieux conseils afin de mené à bien notre projet.*

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département Génie Civil, pour tous leurs efforts tout au long de notre formation.

Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour réaliser ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail,

*Tout d'abord à mes parents que dieu le tout puissant les
préserve, bonne santé et longue vie qui*

m'ont encouragé et soutenu tout le long de mon parcours.

A mes frères et mes sœurs.

A la famille KASMI et ZOUBAIRE.

A mes chères amis (Daoud, Lamine et Kamel).

A tous mes collègues et mon camarade Benmouhoub Adel.

*Et finalement, à mon compagnon de parcours « Abdou »
ainsi qu'à tout sa famille.*

KASMI SOFIANE.

Dédicaces

À mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu

À mes deux chères sœurs Amina et Wissame.

A tout ma famille : tentes, cousines et cousins.

À mon binôme Sofiane et sa famille.

À tous mes proches amis

Ayad, Walid, Lamri, Kossou, Bob, Tati, et Djamila.

A tout la promotion master 2 GC 2018/2019

Au progrès, au changement et à l'évolution.

KHASSA Abderrahmane.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	15	
CHAPITRE 1	GENERALITE.....	2
1.1	INTRODUCTION.....	2
1.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
1.3	LES REGLEMENTS ET LES NORMES UTILISES.....	2
1.4	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	3
1.4.1	Béton.....	3
1.4.2	Les aciers.....	3
1.4.3	Actions et sollicitations.....	4
CONCLUSION.....		4
CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DES ELEMENT		
SECONDAIRES.....		5
2.1	INTRODUCTION.....	5
2.2	PRE-DIMENSIONNEMENT	5
2.2.1	Pré-dimensionnement des planchers	5
2.2.2	Plancher à dalle pleine	9
2.2.3	Pré dimensionnement des escaliers	11
2.2.4	Evaluation des charges et des surcharges sur les escaliers	13
2.2.5	Pré dimensionnement de l'acrotère	14
2.2.6	Pré dimensionnement des poutres	14
2.2.7	Pré dimensionnement des voiles	15
2.2.8	Pré dimensionnement des poteaux.....	15
CONCLUSION.....		20
2.2.9	Vérifications.....	20
Conclusion		22
2.3	CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	23
2.3.1	Calcul des planchers	23
2.3.1.1	Plancher à	23
2.3.2	Etude de la dalle de compression.....	42
2.3.3	Etudes des dalles pleines	42
2.3.4	Etude de la poutre de chaînage	47
2.3.5	Etude des escaliers	49
2.3.6	Etude de la poutre palière	53
2.3.7	Etude de l'acrotère	56
.....		57
2.3.8	Etude de l'ascenseur	62
CHAPITRE3	ETUDE DYNAMIQUE.....	66
3.1	INTRODUCTION.....	66
3.2	METHODES DE CALCUL.....	66

3.3	PRESENTATION DE LA METHODE SPECTACLE	66
3.3.1	Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)	67
3.4	MODELISATION.....	67
3.4.1	Présentation des résultats	69
3.4.2	Résultantes des forces sismiques de calcul.....	70
3.5	VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA 99/VERSION2003.....	72
3.5.1	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	72
3.5.2	Vérification de l'interaction et justification de la valeur de R=5	72
3.5.3	Sous charges verticales :.....	72
3.5.4	Sous charges horizontales	73
3.6	VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....	73
3.7	VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS RELATIFS.....	74
3.8	JUSTIFICATION DES EFFETS P- DELTA.....	75
	CONCLUSION.....	76
	CHAPITRE 4 ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	77
4.1	INTRODUCTION.....	77
4.2	ETUDE DES POUTRES	77
4.2.1	Sollicitation et ferrailage des poutres.....	78
4.2.2	Vérification des armatures selon le RPA99 (Art 7.5.2.1).....	79
4.2.3	Vérification à l'ELS.....	80
4.3	ÉTUDE DES POTEAUX.....	81
4.3.1	Introduction.....	81
	RECOMMANDATIONS DU RPA99/2003:ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.	
4.3.2	Sollicitations de calcul	83
4.3.3	Calcul du ferrailage	84
4.3.4	Vérifications.....	86
4.4	VERIFICATION DE LA ZONE NODALE	88
4.5	ETUDE DES VOILES.....	91
4.5.1	Sollicitation de calcul	92
4.5.2	Calcul du ferrailage.....	93
	CHAPITRE 5.....	99
	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	99
5.1	INTRODUCTION.....	99
5.1.1	Les différents types de fondations.....	99
5.1.2	Choix du type des fondations.....	99
5.2	ETUDE DES FONDATIONS	100
5.2.1	Combinaisons de calcul.....	100
5.2.2	Vérification de la semelle isolée	100
5.2.3	Vérification de la semelle filante	101
5.2.4	Calcul de la largeur B.....	102
5.2.5	Calcul de la hauteur total de la semelle.....	102
5.2.6	Calcul de la surface de la semelle	102
5.2.7	Vérification de la contrainte	102
5.3	ETUDE D'UN RADIER	103
5.3.2	Vérifications diverses	104
5.3.3	Ferrailage du radier.....	106

5.4	ETUDE DES NERVURES	108
5.4.1	Méthode de calcul	109
5.4.2	Calcul des sollicitations.....	109
5.4.3	Calcul de chargement.....	110
5.4.4	Ferraillage des nervures.....	112
5.4.5	Vérification nécessaire	112
5.4.6	Les armatures transversales	113
5.4.7	Les armatures de peau	113
	CONCLUSION GENERALE	114

BIBLIOGRPHIE

ANNEXE

TABLE DES FIGURES

Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	6
Figure 2.3. Disposition des poutrelles terrasse inaccessible.....	7
Figure 2.2. Disposition des poutrelles étages 1-12.....	7
Figure 2.4. Coup transversal des poutrelles	8
Figure 2.6. Coupes est schéma statique escalier RDC	12
Figure 2.7. Coupes est schéma statique escalier étage courant	12
Figure 2.8. L'acrotère	14
Figure 2.5. Coupe transversale d'un voile.....	15
Figure 2.9. Surface afférente de la terrasse inaccessible 2.B.	17
Figure 2.10. Surface afférente de la terrasse inaccessible 4.C.	19
Figure 2.11. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	41
Figure 2.12. Ferrailage de la dalle de compression.	42
Figure 2.13. Dalle sur 4appui.....	42
Figure 2.14. Schemas de ferrailage de dalle sur 4 appuis.....	46
Figure 2.15. Coupe A-A d'une dalle sur 4 appuis.....	46
Figure 2.16. Schéma statique de la poutre de chaînage	47
Figure 2.17. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	49
Figure 2.18. Coupe en élévation de l'escalier.	49
Figure 2.19. Schéma statique d'escalier.	50
Figure 2.20. Diagramme des moments.....	50
Figure 2.21. diagramme des efforts tranchants.	50
Figure 2.22. Section d'escalier à ferrailer	51
Figure 2.23. Schemas de ferrailage d'escalier.....	52
Figure 2.24. Schéma statique de la poutre palière.	53
Figure 2.25. Schémas de ferrailage est la coupe de la poutre palière.	56
Figure 2.26. Hypothèses de calcul.	57
Figure 2.27. Coupe transversale de l'acrotère.....	57
Figure 2.28. Section de l'acrotère à ferrailer.....	59
Figure 2.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	61
Figure 2.30. Coupe transversale d'ascenseur.	62
Figure 3.1. Spectre de réponse sens X-X et sens Y-Y	67
Figure 3.2. Vue en 3D obtenu par logiciel ETABS.....	67
Figure 3.3. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).....	69
Figure 3.4. Mode 1 de déformation.....	69

Figure 3.5. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).....	70
Figure 3.6. Disposition des voiles de contreventement.	68
Figure 4.1. Zone nodale.	82
Figure 4.2. Section d'un poteau.....	87
Figure 4.3. Schéma des contraintes.....	94
Figure 5.1. Semelle isolée.....	100
Figure 5.2. Schéma des différentes files des semelle filantes.....	101
Figure 5.3. Schéma d'une semelle filantes.....	102
Figure 5.4. Le panneau le plus sollicité.	106
Figure 5.5. Schéma des lignes de ruptures.	108
Figure 5.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens X-X.....	109
Figure 5.7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens Y-Y.....	110
Figure 5.8. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	110
Figure 5.9. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	110
Figure 5.10. Schéma des nervures.....	112

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Évaluation des charges revenant au plancher courant (CC).	8
Tableau 2.2. Évaluation des charges revenant au plancher TI (CC).	8
Tableau 2.3. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en (corps creux).	9
Tableau 2.4. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.	9
Tableau 2.5. Charge permanente et d'exploitation revenant au plancher balcons. .	9
Tableau 2.6. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.	11
Tableau 2.7. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.	11
Tableau 2.8. Dimension des escaliers.	13
Tableau 2.9. Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.	13
Tableau 2.10. Évaluation des charges revenant aux paliers en dalle pleine.	13
Tableau 2.16. Évaluation des charges revenant à l'acrotère.	14
Tableau 2.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre.	16
Tableau 2.12. Résultats de la descente de charge du poteau (2.B).	17
Tableau 2.14. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités	20
Tableau 2.15. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités	22
Tableau 2.17. Dimensions des poteaux	23
Tableau 2.18. Types de poutrelles planchées étage 1-13.	25
Tableau 2.19. Types de poutrelles plancher terrasse inaccessible.	26
Tableau 2.20. Types de poutrelles des balcons.	26
Tableau 2.21. Méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles du plancher EC.	26
Tableau 2.22. Méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles de plancher T I.	27
Tableau 2.23. Méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles de balcon.	27
Tableau 2.24. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle.	28
Tableau 2.25. sollicitation max dans les différents types de poutrelle de RDC-13eme étage.	29

Tableau 2.26. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher RDC- étage 13.....	31
Tableau 2.27. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles TI.....	31
Tableau 2.28. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des balcons.....	31
Tableau 2.29. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.....	31
Tableau 2.30. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.	34
Tableau 2.31. Vérifications nécessaires à l'ELU.	36
Tableau 2.32. Vérification des contraintes à l'ELS.....	37
Tableau 2.33. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	40
Tableau 2.34. Conclusion de ferrailage des différents niveaux.....	41
Tableau 2.36. Données des différents types de dalles pleines.	42
Tableau 2.37. sollicitation est ferrailage.....	44
Tableau 2.38. Tableau des vérifications à l'ELS.....	45
Tableau 2.39. Moments et ferrailages correspondant.	48
Tableau 2.40. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.	48
Tableau 2.41. Ferrailage de l'escalier.....	51
Tableau 2.42. Vérification des contraintes à l'ELS.....	52
Tableau 2.43. Calcul de la flèche dans l'escalier.....	52
Tableau 2.44. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	54
Tableau 2.45. Vérification des contraintes à l'ELS.....	55
Tableau 2.46. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....	57
Tableau 2.47. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	58
Tableau 2.48. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.....	61
Tableau 2.49. Ferrailage de dalle au-dessous de l'ascenseur.....	63
Tableau 2.50. Vérification des contraintes.....	64
Tableau 3.1. Valeurs des pénalités.....	68
Tableau 3.2. Période et taux de participation massique de la structure.....	69
Tableau 3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	72
Tableau 3.4. La résultante des forces sismiques à la base apres l'augmentation de la repense.....	72
Tableau 3.5. Interactions sous charges verticales à la base.....	72
Tableau 3.6. Interaction sous charge horizontale.....	73
Tableau 3.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	74
Tableau 3.8. Vérification des déplacements relatifs.....	74
Tableau 3.9. Vérification de l'effet P-Delta.....	75
Tableau 3.10. Dimensions finales des éléments structuraux.....	76
Tableau 4.1. Dimensions des poutres.....	78

Tableau 4.2. Sollicitations et ferrailage des poutres non associées aux voiles.	78
Tableau 4.3. Sollicitations et ferrailage des poutres associées aux voiles	79
Tableau 4.4. Armatures transversales dans les poutres.	80
Tableau 4.5. Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres.....	80
Tableau 4.6. Vérification de l'état limite de compression dans les poutres.	80
Tableau 4.7. Vérification de l'état limite de déformation dans les poutres.	81
Tableau 4.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	82
Tableau 4.9. Sollicitation dans les différents poteaux.	84
Tableau 4.10. Ferrailage longitudinal des poteaux.	85
Tableau 4.11. Ferrailage transversal des poteaux.	86
Tableau 4.12. Vérification des poteaux au flambement.	86
Tableau 4.13. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.	87
Tableau 4.14. Vérification des contraintes dans le béton.....	88
Tableau 4.15. Les moments résistants dans les poteaux.....	89
Tableau 4.16. Les moments résistants dans les poutres principales.....	89
Tableau 4.17. Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	89
Tableau 4.18. Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre principale.	90
Tableau 4.19. Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre secondaire.	90
Tableau 4.20. Sollicitations dans les voiles.....	92
Tableau 4.21. Sollicitations dans le voile Vx1 du RDC.....	93
Tableau 4.22. Ferrailage des voiles Vx1-V3-V4.....	95
Tableau 4.23. Ferrailage des voiles Vx2.....	96
Tableau 4.24. Ferrailage des voiles Vy1	96
Tableau 4.25. Ferrailage des voiles Vy2-Vy3-Vy4.....	97
Tableau 5.1. les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes. ..	101
Tableau 5.2. Tableau du ferrailage de radier.....	106
Tableau 5.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	107
Tableau 5.4. Calcul des armatures à l'ELS.....	108
Tableau 5.5. Calcul des armatures à l'ELS.....	108
Tableau 5.6. Les chargements sur les nervures sens X-X.	111
Tableau 5.7. Les chargements sur les nervures sens Y-Y.	111
Tableau 6.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELU.....	111
Tableau 6.9. Sollicitation dans les nervures à l'ELS.....	111
Tableau 6.10. Calcul de ferrailages des nervures.....	112
Tableau 5.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	113

Tableau 5.12. Calcul des armatures à l'ELS	113
---	-----

INTRODUCTION

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.2).

L'étude d'un bâtiment en R+12+duplex sis à la ville de Bejaïa, à usage d'habitation et Commercial(RDC), sera présentée selon un schéma précis ayant défini l'étude en elle-même qui sera articulée autour de cinq chapitres.

Après avoir effectué un pré dimensionnement de notre structure, une étude des éléments secondaires sera effectuée mettant l'accent sur l'étude des différents éléments non structuraux, suite à cela une étude dynamique sera établie dans le but est de déterminer le comportement idéal du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations pour chacun des éléments structuraux, afin de procéder à leur étude et d'établir le ferrailage adéquat. Et enfin une dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale permettra de tirer les principaux enseignements de ce projet.

CHAPITRE 1

GENERALITE

1.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+12+Duplex) en béton armé à usage multiple (habitation et commerce).

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 **RPA 99/version 2003** « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

L'ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit **Ferme Oudali** à la ville de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et Communes d'Algérie (**RPA 99/version 2003, annexe1**), en zone IIa.

Les caractéristiques géométriques du projet sont

- Hauteur totale du bâtiment (y compris acrotère) :44,88 m
- Hauteur du RDC : 4,5m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Largeur totale du bâtiment : 18 m
- Longueur totale du bâtiment : 15 m

1.3 Les règlements et les normes utilisés

- BAEL 91
- CBA 93
- RPA 99 version 2003
- Les différents DTR

1.4 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des différents matériaux utilisés dans notre étude sont les suivants :

1.4.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

- Résistance à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Résistance à la traction : $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Contrainte limites utilise du béton :
 - ELU : $\tau_u = 3.34$ MPa.
 - ELS : $\sigma_{bc} = 15$ MPa.
 - ELU : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2$ MPa.
- Module de déformation longitudinale du béton :
 - à court terme : $E_{ij} = 32164.2$ MPa.
 - à long terme : $E_{vi} = 10721.4$ MPa.
- Coefficient de poisson :

$\nu = 0$ → pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$ → pour le calcul des déformations à l'ELS.

- Module de déformation transversale du béton

Il est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

1.4.2 Les aciers

- Type des aciers utilisé dans l'ouvrage :
 - Les treillis soudés (TR) : Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.
 - Les ronds lisses (RL) : leur emploi est limité à quelques usages particuliers.
- Nuances des aciers utilisés
 - Aciers longitudinaux et transversaux : Fe = 400Mpa.
 - Les treillis soudés : Fe = 500Mpa
- Contraintes de calcul aux états limites :

ELU :

 - Situation durable : $\sigma_s = 348$ MPa

- Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa.

ELS :

- $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2} \right]$ $\sigma_s = 201,63$ MPa.

1.4.3 Actions et sollicitations

1.4.3.1 Actions

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanententes climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

1.4.3.2 Sollicitations

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

Sollicitations de calcul

A l'état limite ultime ELU $N_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'état Limite de Service ELS $N_s = G + Q$

Sollicitations sismiques : Les combinaisons sismiques données par le RPA99 (Version 2003) sont :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm 1.2E$ dans le cas des poteaux.

Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT ET CALCUL

DES ELEMENT SECONDAIRES

2.1 Introduction

Dans ce présent chapitre est le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure ainsi que le dimensionnement et calcul des éléments secondaire (plancher, escalier ...)

2.2 Pré-dimensionnement

L'évaluation des différentes sections des éléments de la structure à étudier : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

2.2.1 Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

2.2.1.1 Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{dc}$).

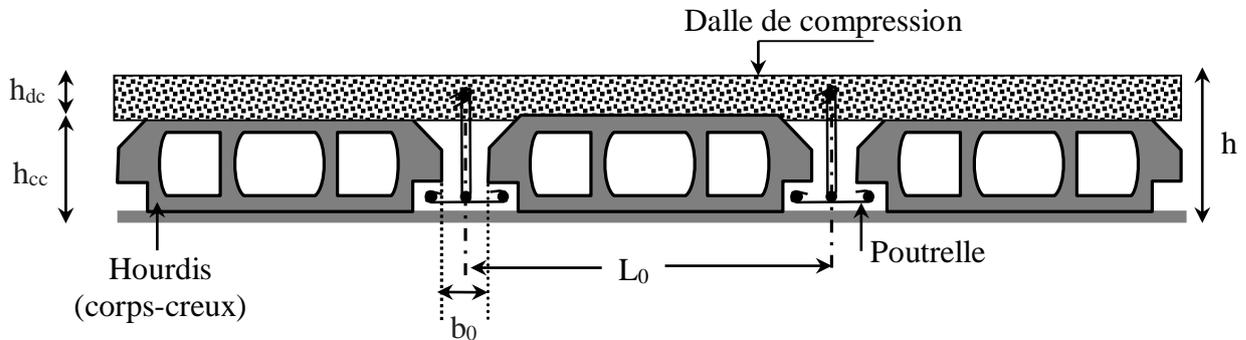


Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

D'après le **CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)** :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

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

$$L_{max} = 4,80 - 0,3 = 4,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{450}{22,5} \Rightarrow h \geq 20 \text{ cm}$$

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

2.2.1.2 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

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

Les différents types de disposition des poutrelles de différents niveaux

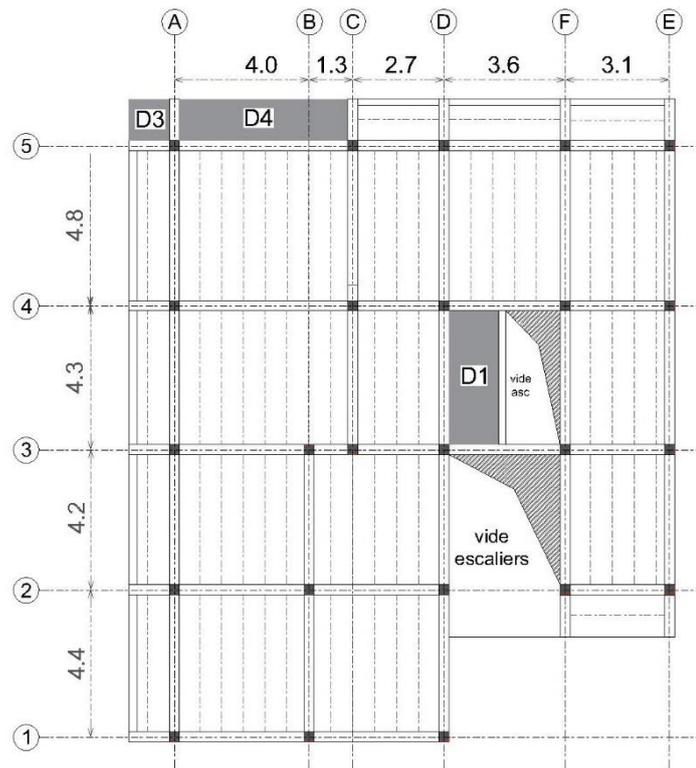


Figure 2.3. Disposition des poutrelles étages 1-12

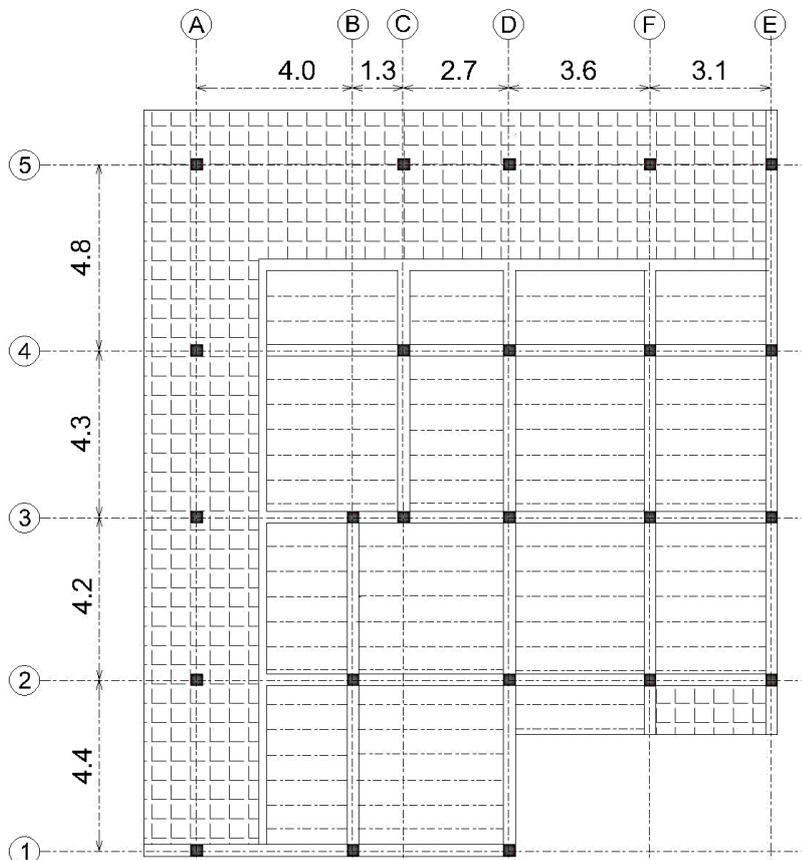


Figure 2.2. Disposition des poutrelles terrasse inaccessible

2.2.1.3 Pré dimensionnement des poutrelles

- Etage courant

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

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

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

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

Avec

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

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

Dans notre cas, on a ce qui suit :

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

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 39 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

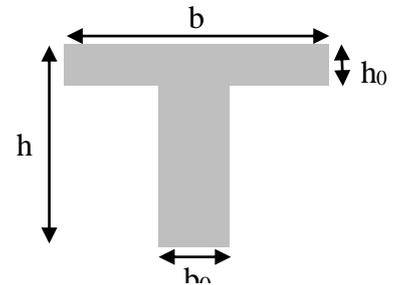


Figure 2.4. Coup transversal des poutrelles

2.2.1.4 Evaluation des charges et des surcharges sur le plancher corps creux

Tableau 2.1. Évaluation des charges revenant au plancher courant (CC).

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (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	/	0,16+0,04	2,85
5	Cloisons	10	0,1	1
6	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				5,21
Q étages courant				1,5

Tableau 2.2. Évaluation des charges revenant au plancher TI (CC).

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2

4	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6,18
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.3. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en (corps creux).

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (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	/	0,16+0,04	2,85
5	Forme de pente	22	0,1	2,2
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				6,48
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.4. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	20	0,02	0,4
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Lame d'air	/	0,05	/
4	Brique creuses	/	0,10	0,9
5	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				2,8

Tableau 2.5. Charge permanente et d'exploitation revenant au plancher balcons.

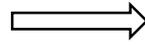
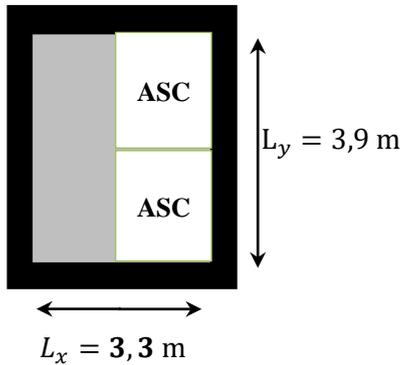
N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				3,92
Charge d'exploitation Q				3,5

2.2.2 Plancher à dalle pleine

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

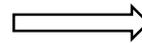
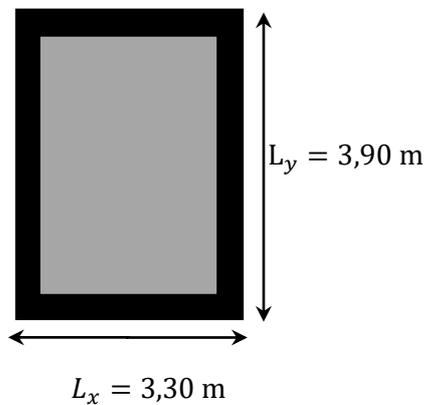
2.2.2.1 Types de dalles pleines

- Dalle (D1) sur quatre appuis



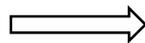
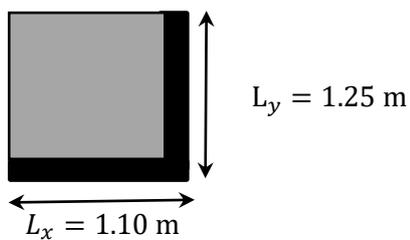
$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,84 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

- Dalle (D2) sur quatre appuis



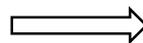
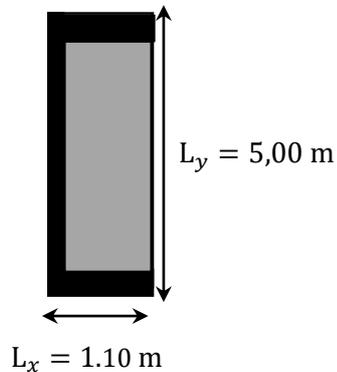
$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,84 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

- Dalle (D3) sur deux appuis



$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,88 > 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

- Dalle (D4) sur 3 appuis



$$\begin{cases} \rho = L_x/L_y = 0,22 < 0,4 \\ L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \\ e = 2,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Critère de résistance au feu

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{array} \right.$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour une dalle pleine : D1 et D2 e=15 cm.

D3 et D4 e=12 cm.

2.2.2.2 Evaluation des charges et des surcharges sur le plancher dalle pleine**Tableau 2.6.**Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,40
3	Mortier de pose	20	0,02	0,40
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	10	0,1	1,00
Charge permanente G				6,18
Charge d'exploitation Q				1,50

Tableau 2.7. Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,12	3,00
2	Carrelage	20	0,02	0,40
3	Mortier de pose	20	0,02	0,40
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	10	0,10	1,00
Charge permanente G				5,43
Charge d'exploitation Q				3,5

2.2.3 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

2.2.3.1 Escalier d'accès au RDC

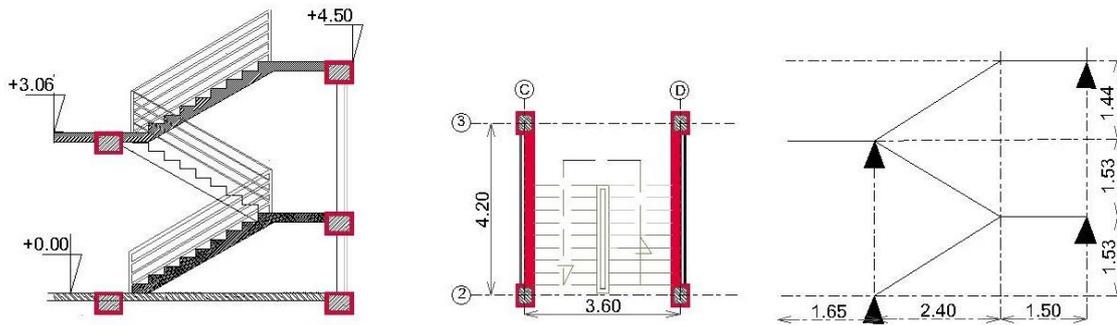


Figure 2.5. Coupes et schéma statique escalier RDC.

2.2.3.2 Escalier d'accès aux étages courants (1-12)

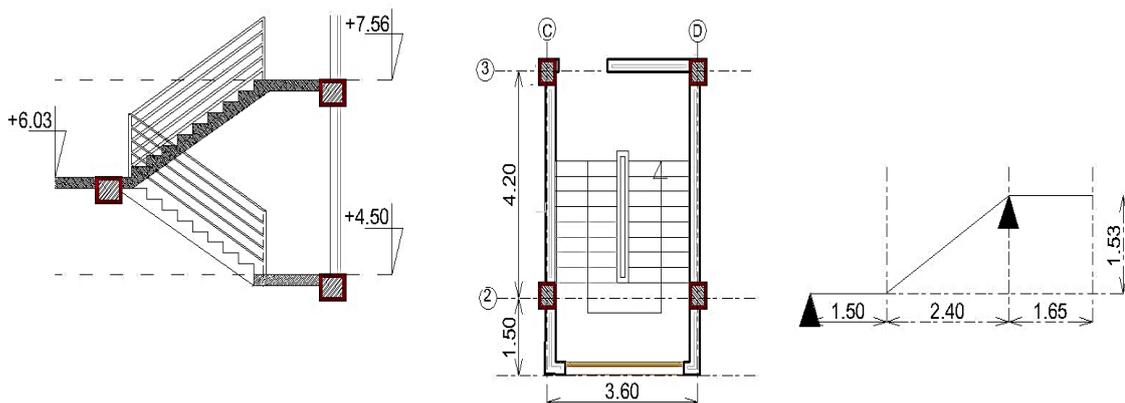


Figure 2.6. Coupes et schéma statique escalier étage courant

- Pour l'escalier d'accès au RDC

En fixant la hauteur des contre-marches h à 17 cm pour les deux 1^{er} vole, nous aurons le nombre de contre-marches correspondant : $n = \frac{153}{17} = 9$ contre-marches \Rightarrow

Le nombre de marches est $(n - 1) = 8$ marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule de **BLONDEL** un giron $g = 30$ cm, et $h = 16$ cm

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{160}{270} \right) = 32,85^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse (e)

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 14,33\text{cm} \leq e \leq 21,65\text{ cm} \\ e \geq 11\text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 2 heures de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée

Soit $e = 15\text{cm}$

Tableau 2.8. Dimension des escaliers.

NIVEAU		H (m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L _{p1} (m)	L _{p2} (m)	L _v (m)	L (m)	α	e (cm)
RDC	V 1,2	1,53	17	9	30	2,4	/	1,50	2,83	4,33	32,51°	15
	V 3	1,44	16	9	30	2,4	1,65	1,50	2,79	4,05	30,99	15
Etage 1-12		1,53	17	9	30	2,4	1,50	1,65	2,83	4,33	32,51°	15

2.2.4 Evaluation des charges et des surcharges sur les escaliers

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

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Volée accès RDC (KN/m ²)	Etages courants (KN/m ²)
1	Dalle pleine		25	0,15/cos(α)	4,35	4,44
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	
		Vertical	20	0,02h/g	0,21	0,22
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	
		Vertical	20	0,02h/g	0,21	0,22
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos(α)	0,31	0,32
5	Poids des marches		22	h/2	1,76	1,87
6	Garde de corps (inox)		/	/	/	/
Charge permanente G (KN/m²)					7,64	7,87
Charge d'exploitation Q (KN/m²)					2,5	

Tableau 2.10. Évaluation des charges revenant aux paliers en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente G				5,27
Charge d'exploitation Q				2,5

2.2.5 Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Il est assimilé à une console encastée au dernier plancher, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé

L'acrotère est soumis à son poids propre, qui donne un effort normal et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

Dans notre projet l'acrotère a les dimensions suivantes (voir figure 2.10)

Surface de l'acrotère

$$S = 0,6 \times 0,10 + \frac{0,1 + 0,07}{2} \times 0,1$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère

$$G = S \times \gamma = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

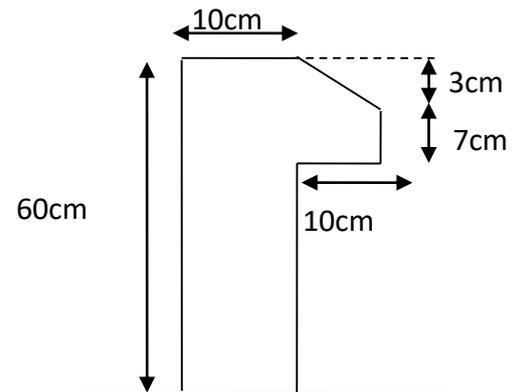


Figure 2.7. L'acrotère

Tableau 2.11. Évaluation des charges revenant à l'acrotère

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0,60	0,54	1,7125	1	2,26

2.2.6 Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

2.2.6.1 Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 5,3 - 0,3 = 5 \text{ m}$$

Donc ; $33,3 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2.2.6.2 Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 4,8 - 0,3 = 4,5 \text{ m}$$

$$30 \text{ cm} \leq h \leq 45,00 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 35 \text{ cm} \text{ et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du **RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2.2.6.3 Poutres de chaînage (Pch)

$$L_{max} = 4,8 - 0,3 = 4,5 \text{ m}$$

$$30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 30 \text{ cm} \text{ et } b = 25 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du **RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,20 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2.2.7 Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le **RPA 99/2003** :

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

Avec :

h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)

e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

– **RDC**

$$h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne } e = 25 \text{ cm}$$

– **Etage courant**

$$h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$$

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

Au final on prend :

RDC : $e = 25 \text{ cm}$. **Etage courant** : $e = 20 \text{ cm}$

2.2.8 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

-Critère de résistance ;

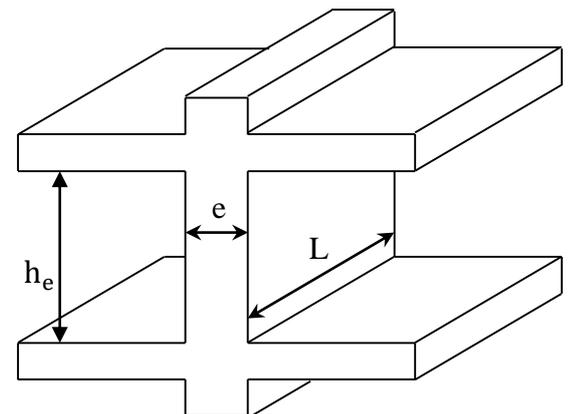


Figure 2.8. Coupe transversale d'un voile.

-Critère de stabilité de forme (flambement).

-Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau 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 susceptibles d'être les plus sollicités :

P.1 : poteau central **2.B**

P.2 : poteau central **4.C**

Tableau 2.12. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre.

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	Poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
RDC	50 × 55	30,39
Etages 1	50 × 50	19,125
Etages 2-3	45 × 50	17,215
Etages 4-5	45 × 45	15,49
Etages 6-7	40 × 45	13,77
Etage 8-9	40 × 40	12,24
Etage 10-11	35 × 40	10,71
Etage 12-13	35 × 35	9,37

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

He : hauteur du poteau $\begin{cases} H_e = 4,5 \text{ m RDC} \\ H_e = 3,06 \text{ m E C} \end{cases}$

2.2.8.1 Pré dimensionnement du Poteau 2.B

- Surfaces afférentes

Etage terrasse inaccessible

Poids du plancher :

$$G_{TI} = 6,18 \times 14,78 = 91,34 \text{ KN}$$

$$G_{EC} = 5,21 \times 14,78 = 77,00 \text{ KN}$$

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

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

$$\begin{cases} S1 = 3,6 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,6 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,79 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,79 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_p = \gamma_c \times h_p \times b_p \times L_p$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,7 \text{ m} \\ L_{ps} = 4 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 3,7 = 11,1 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4 = 10,5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 21,6 \text{ KN}$$

C.C : corps creux.

PP : poutre principale ; **PS** : poutre secondaire.

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P.1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.13. Résultats de la descente de charge du poteau (2.B).

Niveau	Élément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
14	Plancher terrasse	91,34	14,78
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	9,37	
	SOMME	122,31	14,78
13	Venant de 14	122,31	36,59

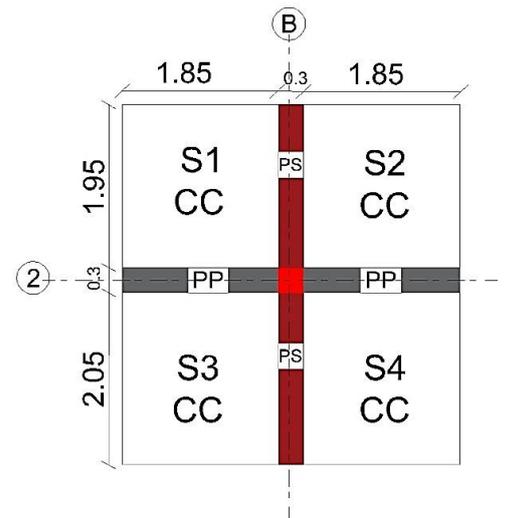


Figure 2.9. Surface afférente de la terrasse inaccessible 2.B.

	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	9,37	
	SOMME	230,28	36,59
12	Venant de 13	230,28	56,9
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	10,71	
	SOMME	339,59	56,9
11	Venant de 12	339,59	74,64
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	10,71	
	SOMME	448,9	74,64
10	Venant de 11	448,9	90,156
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	12,24	
	SOMME	559,74	90,156
9	Venant de 10	559,74	103,46
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	12,24	
	SOMME	670,58	103,46
8	Venant de 9	670,58	114,55
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	13,71	
	SOMME	782,89	114,55

7	Venant de 8	782,89	125,63
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	13,71	
	SOMME	895,2	125,63
6	Venant de	895,2	136,8
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	15,49	
	SOMME	1009,29	136,8

5	Venant de 6	1009,29	150,67
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	15,49	
SOMME		1123,38	150,67
4	Venant de 5	1123,38	158,9
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	17,215	
SOMME		1239,195	158,9
3	Venant de 4	1239,195	169,88
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	17,215	
SOMME		1355,01	169,88
2	Venant de 3	1355,01	181,05
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	19,125	
SOMME		1472,735	181,05
1	Venant de 2	1472,735	192,14
	Plancher	77	
	Poutres (PP+PS)	21,6	
	Poteau	30,94	
SOMME		1602,275	192,14

2.2.8.2 Pré dimensionnement du Poteau 4.C

La même méthode de calcul appliquée sur le poteau 4C donne les résultats suivants :

- $G = 1682,34 \text{ KN.}$
- $Q = 204,24 \text{ KN.}$

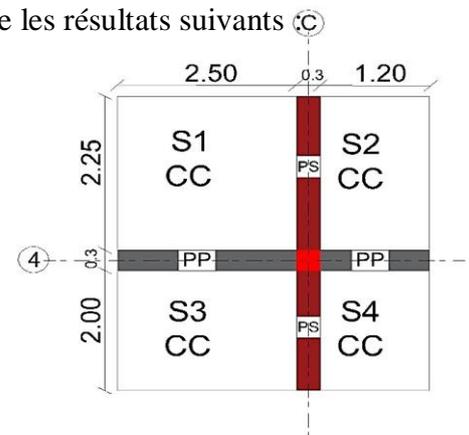


Figure 2.10. Surface afférente de la terrasse inaccessible 4.C.

CONCLUSION

-Pour le poteau P1 : $N_u = 1,35(1602,275) + 1,5(192,14) = 2451,28 \text{ KN}$

-Pour le poteau P2 : $N_u = 1,35(1682,34) + 1,5(204,24) = 2577,51 \text{ KN}$

-Le poteau le plus sollicité est le poteau (P2)

-Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

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

Dans notre cas, le portique de la direction principale voisin de rive, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_U^* = 1,1N_u = 1,1 \times 2577,51$$

$$N_U^* = 2835,26 \text{ KN.}$$

2.2.9 Vérifications

2.2.9.1 Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

- **Vérification du poteau à la base « poteau de RDC (50×55) cm² »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2837,26 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,199 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau de l'entre sol) $B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,199 \text{ m}^2$ *Condition vérifiée*

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après

Tableau 2.14. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités

Etage	Nu* (KN)	Comparaison (B ≥ B _{calc})		Observation
		B (m ²)	B _{calc} (m ²)	
RDC	2837,26	0,275	0,199	Vérifiée
1	2615,02	0,25	0,184	Vérifiée
2-3	2411,97	0,225	0,169	Vérifiée
4-5	2009,69	0,2025	0,141	Vérifiée
6-7	1616,97	0,18	0,113	Vérifiée
8-9	1227,36	0,16	0,086	Vérifiée
10-11	831,11	0,14	0,058	Vérifiée

12-13	385,97	0,1225	0,027	Vérifiée
-------	--------	--------	-------	----------

2.2.9.2 Vérification au flambement

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.

α : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement (λ).

A_s : section d'armature comprimée.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$I = \frac{b \times h^3}{12}$: moment d'inertie

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul

– Vérification du poteau à la base « poteau de RDC (50×55) cm² »

On a : $L_0 = 4,5 - 0,40 = 4,1 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,87 \text{ m}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,55 \times 0,5^3}{12} = 0,00572 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,00572}{0,275}} = 0,144 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 19,90 < 50$

$$\text{donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{19,9}{35} \right)^2} = 0,8$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend $A_s = 1 \% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

$$B_r \geq \frac{2837,26}{0,8} \times \frac{10^{-3}}{(25/(0,9 \times 1,5) + 400/(100 \times 1,15))}$$

$$B_r \geq 0,161 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$$B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,161 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc pas de risque de flambement du poteau à la base. De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 2.15. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités .

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
					B _r	B _r ^{calc}	
RDC	2837,26	0,144	19,9	0,8	0,2544	0,152	Vérifiée
1	2615,02	0,144	12,9	0,827	0,2304	0,148	Vérifiée
2-3	2411,97	0,1299	14,33	0,822	0,2064	0,11	Vérifiée
4-5	2009,69	0,1299	14,33	0,822	0,1849	0,09	Vérifiée
6-7	1616,97	0,1154	16,12	0,815	0,1634	0,074	Vérifiée
8-9	1227,36	0,1154	16,12	0,815	0,1444	0,055	Vérifiée
10-11	831,11	0,1154	16,12	0,815	0,1254	0,038	Vérifiée
12-13	385,97	0,101	18,42	0,8	0,1089	0,017	Vérifiée

2.2.9.3 Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\begin{cases} \min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 12,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{h}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion

Pour la modélisation de notre structure, optes pour les valeurs suivantes :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm pour les dalles habitation D1 et D3. la dalles de balcon D4.} \\ e = 12 \text{ cm pour la dalle de la terrasse inaccessible.} \end{cases}$$

- Épaisseur des paillasse $e = 15\text{ cm}$
- Épaisseur des Voiles : RDC : $e = 25\text{ cm}$, étage courant : $e = 20\text{ cm}$.
- Poutres Principales (30×40) cm^2
- Poutres Secondaires (30×35) cm^2
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 2.16. Dimensions des poteaux

Niveaux	RDC	Étages 1	Étages 2-3	Étages 4-5	Étages 6-7	Étage 8-9	Étage 10-11	Étage 12-13
Dimensions	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35

2.3 Calcule des éléments secondaires

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- La dalle d'ascenseur ;
- Les poutres de chaînage ;
- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière ;

2.3.1 Calcul des planchers

2.3.1.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- Dalle de compression.

1) Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

- Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
- Les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

Application de la méthode

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

M_0 : Moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

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

Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la

ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Application de la méthode

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

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

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l & \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

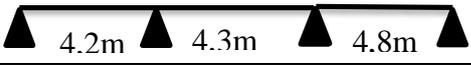
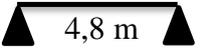
Remarque

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

2.3.1.2 Types de poutrelles

Les types des poutrelles dans notre structure sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.17. Types des poutrelles planchées étage 1-13

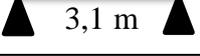
Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Type 4	
Type 5	

Tableau 2.18. Types de poutrelles plancher terrasse inaccessible.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Tableau 2.19. Types de poutrelles des balcons.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

2.3.1.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans les tableaux suivants :

Tableau 2.20. Méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles du plancher EC.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1, 2, 4, et 5	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 1,5 \text{KN} / \leq \min(5 \text{KN/m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i / L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Méthode forfaitaire

Types 3	<i>Non Vérifiées</i>	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
------------	----------------------	-----------------------	-------------------------

Tableau 2.21. Méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles de plancher T I.

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1, 2, 3	<i>Non Vérifiées</i>	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

Tableau 2.22. Méthodes de calcul pour les différents types de poutrelles de balcon.

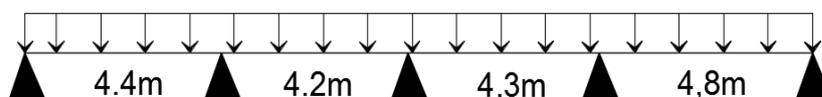
Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1	<i>Vérifiées</i>	$\begin{cases} Q^{max} = 1\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2\text{G}) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 2	<i>Non vérifiées</i>	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 3	<i>Vérifiées</i>	$\begin{cases} Q^{max} = 1\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2\text{G}) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Type 4	<i>Non Vérifiées</i>	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles, on exposera 3 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire (le type 2 du plancher RDC au 9^{ème} étage), le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 3 du plancher terrasse inaccessible), et le troisième sur la méthode RDM (le type 2 du plancher balcon (poutre isostatique)).

2.3.1.4 Calcul des sollicitations dans les poutrelles

1) le type 2 du plancher RDC au 13^{ème} étage

- Schéma statique



Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau 2.23. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
				ELU	ELS	
Le type 2 du plancher RDC au 9 ^{ème} étage	5,21	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,284$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,034$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6,710$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,362$

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

- Calcul des moments

Moments isostatiques

Travée AB

$$\text{On a } M_0^{AB} = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 14,60 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 10,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$\text{On a } M_0^{BC} = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 13,31 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 9,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD

$$\text{On a } M_0^{CD} = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 13,95 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 10,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée DE

$$\text{On a } M_0^{DE} = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 17,38 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 12,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types de poutrelles sont représentés dans tableau suivant :

Tableau 2.24. sollicitation max dans les différents types de poutrelle de RDC-13eme étage.

Type	Sollicitations (Moments et Efforts Tranchants)
Type 1	$\begin{cases} \text{ELU: } M_a^B = -8,69 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^B = -6,28 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_a^D = -8,69 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^D = -6,28 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_a^C = -6,95 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^C = -5,02 \text{ KN.m} \end{cases}$
	$\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{AB} = 11,24 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{AB} = 8,12 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{CD} = 7,44 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{CD} = 5,38 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{BC} = 7,10 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{BC} = 5,13 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{DE} = 14,2 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{DE} = 10,26 \text{ KN.m} \end{cases}$
	$V_A = 13,28 \text{ KN} \quad V_B = 13,94 \text{ KN} \quad V_C = 12,97 \text{ KN} \quad V_D = 15,93 \text{ KN}$ $V_B = -14,60 \text{ KN} \quad V_C = -12,67 \text{ KN} \quad V_D = -14,27 \text{ KN} \quad V_E = -14,48 \text{ KN}$
Type 2	$\begin{cases} \text{ELU: } M_a^B = -6,97 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^B = -5,04 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_a^C = -8,69 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^C = -6,28 \text{ KN.m} \end{cases}$
	$\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{AB} = 10,71 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{AB} = 7,74 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{BC} = 7,44 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{BC} = 5,38 \text{ KN.m} \end{cases}$ $\begin{cases} \text{ELU: } M_t^{CD} = 14,2 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{CD} = 10,26 \text{ KN.m} \end{cases}$

	<p> $V_A = 12,67 \text{ KN}$ $V_B = 14,27 \text{ KN}$ $V_C = 15,93 \text{ KN}$ </p> <p> $V_B = -13,94 \text{ KN}$ $V_C = -14,27 \text{ KN}$ $V_D = -14,48 \text{ KN}$ </p>
Type 3	<p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_t^{AB} = 17,38 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{AB} = 12,55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$ </p>
	<p> $V_A = 14,47 \text{ KN}$ </p> <p> $V_B = -14,47 \text{ KN}$ </p>
Type 4	<p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_a^B = -10,42 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^B = -7,53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$ </p> <p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_t^{AB} = 9,66 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{AB} = 6,99 \text{ KN.m} \end{array} \right.$ </p> <p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_t^{BC} = 13,32 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^{BC} = 9,63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$ </p>
	<p> $V_A = 12,96 \text{ KN}$ $V_B = 16,64 \text{ KN}$ $V_C = -14,47 \text{ KN}$ </p> <p> $V_B = -14,90 \text{ KN}$ </p>

Tableau 2.25. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher RDC- étage 13.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,60	-8,68	14,19	14,59	-1,88	-6,28	10,26
T2	-2,60	-8,68	14,19	15,92	-1,88	-6,28	10,26
T3	-2,61	/	17,38	14,47	-1,88	/	12,55
T4	-2,61	-10,46	13,32	16,64	-1,88	-6,28	9,99
T5	-2,09	-8,36	10,69	14,56	-1,51	6,06	7,73
Max	-2,61	-10,46	17,38	16,64	-1,88	-6,28	12,55

Tableau 2.26. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles TI.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,55	-5,05	7,43	12,64	-1,13	-3,66	5,43
T2	-2,3	-5,03	8,11	12,97	-1,40	-3,64	5,94
T3	-0,88	-3,91	5,37	10,90	-0,78	-2,83	3,92
Max	-1,55	-5,05	7,43	12,97	-1,40	-3,66	5,43

Tableau 2.27. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des balcons.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,96	-8,1	17,59	16,58	-2,08	-6,94	12,38
T2	-1,52	-5,69	3,58	11,74	-1,60	-3,43	3,56
T3	-1,67	-6,66	9,34	14,18	-1,17	-4,69	6,57
T4	-1,15	/	7,66	9,89	-1,24	/	8,28
Max	-2,96	-8,1	17,59	16,58	-2,08	-6,94	12,38

2.3.1.5 Ferrailages des poutrelles

- Ferrailage longitudinal

Tableau 2.28. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitations les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC au 12 ^{ème} étage	-2,61	-10,46	17,38	16,64	-1,88	-6,28	12,55

Terrasse Inaccessible	-1,55	-5,05	7,43	12,97	-1,40	-3,66	5,43
Balcons	-2,96	-8,1	17,59	16,58	-2,08	-6,94	12,38

Exemple de calcul : poutrelles plancher RDC au 13^{ème} étage.

Données :

$$ELU \begin{cases} M_t = 17,38 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -10,46 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,61 \text{ KN.m} \\ V = 16,64 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 12,55 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6,28 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 59,07 \text{ KN.m} > M_{tu} = 17,38 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10,208 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,058 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058} \right] = 0,0749$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0749) = 0,174 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{17,38 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 2,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,86 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,86 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

- Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{8,68 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,180 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,180 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée}).$$

$$\text{ce qui donne ; } A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,180}] = 0,25$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,25) = 0,171 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = \frac{8,68 \times 10^{-3}}{0,171 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

- Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,61 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,0567 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,0567 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{Pas d'armature comprimée}).$$

$$\text{ce qui donne ; } A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0567}] = 0,073$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,073) = 0,175 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{rive} = \frac{2,61 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité aux appuis

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Choix des barres

En travéeA = 2,86 cm² → soit ; 3HA12 = 3,39 cm²

En appui intermédiaire :....A = 1,41 cm² → soit ; 2HA12 = 2,26 cm²

En appui de riveA = 0,33 cm² → soit ; 1HA12 = 1,13 cm²

Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(8mm ; 5,71mm ; 10mm)$$

Avec ; ϕ_l^{min} est le minimum du diamètre des barres longitudinales.

Soit ; $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_{trans} = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 4 de l'entresol), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.29. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Plancher RDC au 13^{ème} étage	Travée	17,38	0,058	0,074	0,175	2,86	1,41	3HA12 = 3,39
	Appui Inter	-8,68	0,180	0,26	0,171	1,55	0,22	2HA12 = 2,26
	Appui de rive	-2,61	0,057	0,073	0,175	0,42	0,22	1HA12 = 1,13
Terrasse inaccessible	Travée	8,11	0,027	0,034	0,177	1,31	1,14	2HA12+1HA10 = 3,05
	Appui Inter	-5,05	0,109	0,145	0,169	0,85	0,22	2HA12 = 2,26
	Appui de rive	-2,3	0,049	0,064	0,175	0,377	0,22	1HA12 = 0,79
Plancher Balcons	Travée	17,59	0,059	0,076	0,174	2,89	1,14	3HA12 = 3,39
	Appui Inter	-8,1	0,176	0,243	0,162	1,43	0,22	2HA12 = 2,26
	Appui de rive	-2,96	0,064	0,083	0,174	0,48	0,22	1HA10 = 1,13

Remarque

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_{trans} = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

2.3.1.6 Vérifications nécessaires

- Vérifications à l'ELU

Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 16,64 \times \frac{10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,924 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

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

Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum des trois conditions qui suivent :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_{trans} \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_{trans} \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 101,33 \text{ cm}$$

D'où $St = 15 \text{ cm}$.

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

-Appui de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} \times 16,64 \times 10^{-3} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l \geq 0,47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

-Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(16,64 \times 10^{-3} + \frac{(-10,46) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,37 < 0$$

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

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec; } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0,275 \times 16,64 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,04 \times 0,18} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min(0,9d ; (30 - 4)cm) = 0,162 m$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$

$$V_u = 16,64 KN < 108,135 KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

⇒ La bielle est vérifiée

Les vérifications des poutrelles ont état limite est illustrée dans le tableau ci-après :

Tableau 2.30. Vérifications nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u < 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right)$		
Plancher RDC-étage13 (duplex)	0,924 < 3,33	3,39 > 0,47	3,39 > -1,37	16,64 < 108,135	1,08 < 3,33
Terrasse Inaccessible	0,72 < 3,33	3,05 > 0,372	3,05 > -0,523	12,97 < 108,135	0,84 < 3,33
Plancher Balcons	0,919 < 3,33	3,39 > 0,476	3,39 > -1,42	16,58 < 108,135	1,08 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes

-En travée

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -191,2 cm^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure, donc la vérification des contraintes se fait pour une section en T

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

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \cdot A + (b - b_0) h_0] y - 15 \cdot A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 5y^2 + 270,85 y - 1355,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 316,96 \quad \Rightarrow \quad y = 4,61 cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (4,61)^3}{3} + 15 \times (18 - 4,61)^2$$

$$\Rightarrow I = 11239,73 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,55 \times 10^{-3}}{11239,73 \times 10^{-8}} \times 0,0461 = 5,14 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement du béton en travée.

-En appui intermédiaire

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -394,6 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ calcul d'une section en T

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15.A + (b - b_0)h_0]y - 15.Ad - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 253,9y - 1050,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 292,35 \quad \Rightarrow \quad y = 3,84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (3,84)^3}{3} + 15 \times 2,26(18 - 3,84)^2$$

$$I = 6980,97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,28 \times 10^{-3}}{6980,97 \times 10^{-8}} \times 0,0384 = 3,45 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement de béton en appuis

Les vérifications des poutrelles à état limite est illustrée dans les tableau ci-après :

Tableau 2.31. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Plancher RDC- étage13 (duplex)	Travée	12,55	3,39	4,61	11239,93	5,14 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,28	2,26	3,84	6980,97	3,45 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	5,43	3,05	5,35	10638,8	2,73 < 15	Vérifiée
	Appui	-3,66	2,26	6,78	11020,3	2,25 < 15	Vérifiée
Plancher balcons	Travée	12,38	3,39	4,32	11262,9	4,75 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,94	2,26	3,85	11981,9	2,23 < 15	Vérifiée

Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,80 \text{ m} ; M_{0s} = 12,55 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12,55 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 1 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h=20 \text{ cm} < 32 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or ; } A=3,39 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

$$3) L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Puisque la 1^{ère} et la 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm} = 9,6 \text{ mm}$$

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

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

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

Evaluation des moments en travée

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 1 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 1 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 1 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 9,76 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 7,2 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 12,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec :

$$G = 5,21 \text{ KN/m}$$

$$j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,21 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,2) = 3,85 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 5,21 + 1,5 = 6,71 \text{ KN/m}$$

Modules de Young instantanés et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Coefficients λ, μ

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

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{1,80}{10 \times 18} = 0,0188 = 1,88 \%$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,26 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,901 \end{cases}$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 174,83 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 124,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 224,86 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 11239,73 \text{ cm}^4 \\ y = 4,61 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,682 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,759 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,806 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_G = 7,12 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{by_G^3}{3} + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_G)^2$$

$$\text{D'où, } I_0 = 20450,2 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des

$$\text{flèches} \begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8252,6 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8766,8 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7937,7 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13298,1 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 15,63 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 5,83 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 11,22 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 8,83 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 12,63 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f > \bar{f} = 9,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

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

$$\text{Soit ; } A = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5,75 \text{ cm}^2$$

Et aussi pour les balcons, on propose d'augmenter la section d'acier.

$$\text{Soit ; } A = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus après augmentation de la section d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.32. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	RDC-étage13 (duplex)	Terrasse inaccessible	Balcons
$A (cm^2)$	5,75	3,05	4,52
$L (m)$	4,80	4,00	4,8
$q_{j\ ser} (KN/m)$	2,50	1,85	1,85
$q_{g\ ser} (KN/m)$	3,39	4,00	2,55
$q_{p\ ser} (KN/m)$	4,39	4,66	4,82
$M_{j\ ser} (KN.m)$	7,21	3,18	4,52
$M_{g\ ser} (KN.m)$	9,76	6,88	6,23
$M_{p\ ser} (KN.m)$	12,55	8,02	11,79
$I (cm^4)$	17061,2	10300,2	14200
$I_0 (cm^4)$	24290,1	19812	22301
ρ	0,031	0,017	0,025
λ_i	1,33	2,51	1,69
λ_v	0,53	1,01	0,68
$\sigma_{st}^j (MPa)$	77,79	63,07	61,56
$\sigma_{st}^g (MPa)$	105,48	136,37	84,78
$\sigma_{st}^p (MPa)$	135,66	159,11	160,39
μ_j	0,694	0,42	0,55
μ_g	0,764	0,67	0,65
μ_p	0,810	0,71	0,79
$I_{fji} (cm^4)$	13870	10540	12600
$I_{fgi} (cm^4)$	13230	8059	11600
$I_{fpi} (cm^4)$	12831	7781	10401
$I_{fgv} (cm^4)$	18980,1	12960	17120
$f_{ji} (mm)$	3,68	1,48	2,54
$f_{gi} (mm)$	5,23	4,2	3,80
$f_{pi} (mm)$	6,95	5,08	8,03
$f_{gv} (mm)$	10,95	7,85	7,8
$\Delta f (mm)$	8,97	7,24	9,48
$f_{adm} (mm)$	9,6	8	9,6
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 2.33. Conclusion de ferrailage des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	A longitudinales (cm ²)	A transversale (cm ²)
Plancher RDC au 13 ^{ème} étage	Travée	3HA14 + 1HA12 = 5,75	2HA6 = 0,57 St = 15 cm
	Appui Inter	2HA12 = 2,26	
	Appui de rive	1HA12 = 1,13	
Terrasse Inaccessible	Travée	2HA12+1HA10 = 3,05	2HA6 = 0,57 St = 15 cm
	Appui Inter	2HA12 = 2,26	
	Appui de rive	1HA12 = 1,13	
Plancher Balcons	Travée	3HA14 = 4,62	2HA6 = 0,57 St = 15 cm
	Appui Inter	2HA12 = 2,26	
	Appui de rive	1HA12 = 1,13	

Schéma de ferrailage

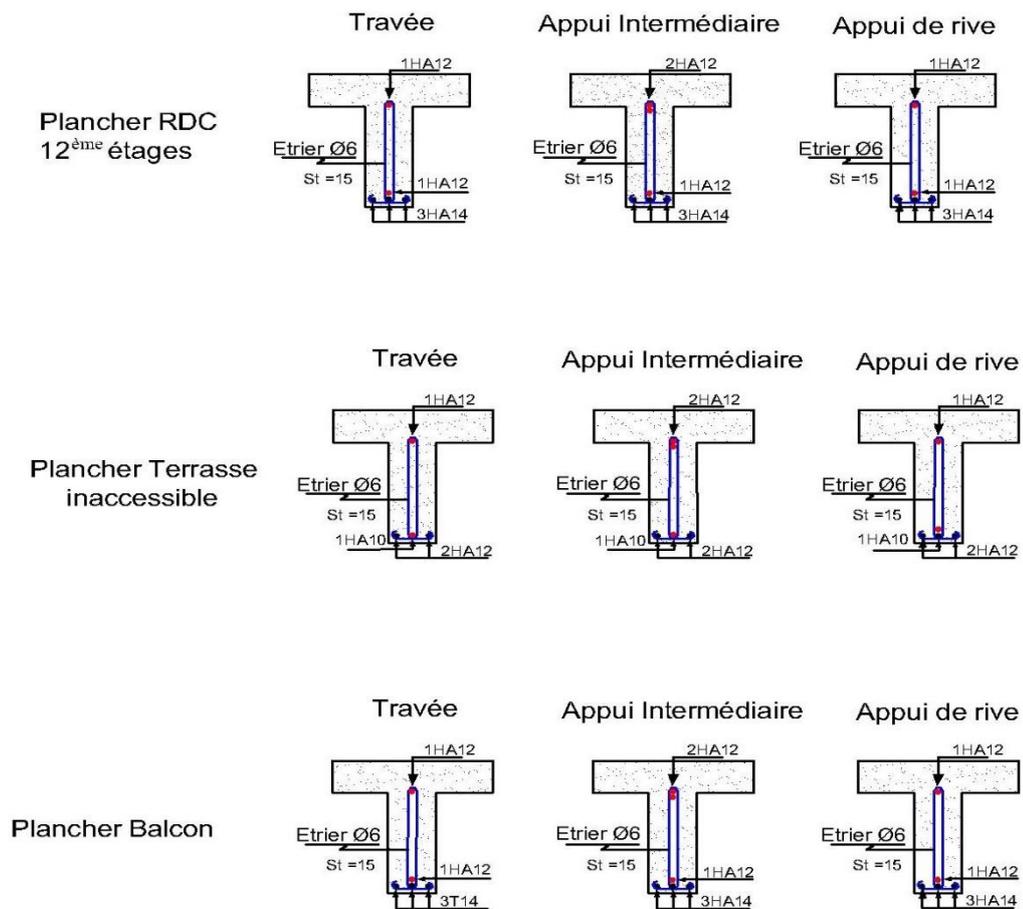


Figure 2.11. Schéma de ferrailage des poutrelles.

2.3.2 Etude de la dalle de compression

Soit : $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 5/ml \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 5/ml \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles

$(150 \times 150) \text{ mm}^2$

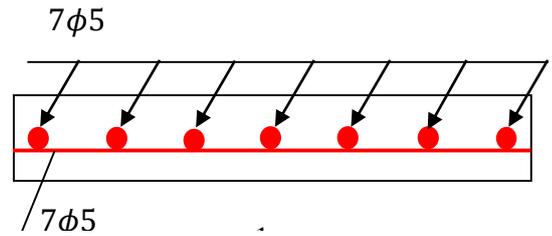


Figure 2.12. ferrailage de la dalle de compression.

2.3.3 Etudes des dalles pleines

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sans ou avec continuité sur 02 ou plusieurs appuis comme elles peuvent être assimilées à une console, et elles peuvent porter dans une ou deux directions.

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisé.
- Q est important.
- Longueurs de travées importantes.

Tableau 2.34. Données des différents types de dalles pleines.

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	3,30	3,90	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
D2	3,30	3,90	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
D3	1,10	1,25	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
D4	1,10	5,00	0,22	/	/	/	/

Pour les valeurs de μ_x et μ_y (voir ANNEXE 2)

2.3.3.1 Etude des dalles sur 4 appuis

- Type 1 dalle de trappe d'accès

Calcul des sollicitations à L'ELU

Evaluation des charges

On a : $\begin{cases} G = 6,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 10,59 \text{ KN/ml}$

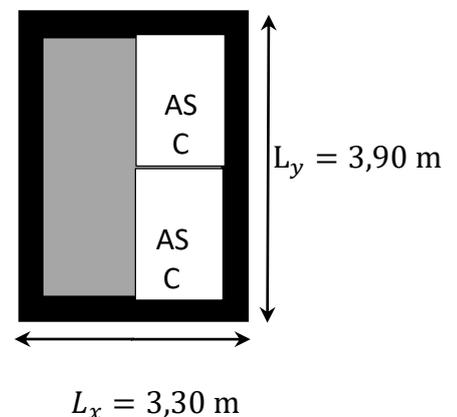


Figure 2.13. Dalle sur 4 appuis.

Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

Pour le panneau de dalle :

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0,0517 \times 10,59 \times (3,30)^2 = 5,96 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,6678 \times 5,96 = 3,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2.3.3.2 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

Comme la dalle est partiellement encadrée dans ces appuis les moments isostatiques M_0 calculés doivent être corrigés

En travées :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0,85 M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ 0,75 M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0,3 M_0^x \rightarrow \text{pour un appui de rive.} \\ -0,5 M_0^x \rightarrow \text{pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

Selon le sens Lx

On a : $M_0^x = 5,96 \text{ KN.m}$

En travée :

$$M_t^x = 0,75 \times 5,96 = 4,47 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{a,riv}^x = -0,5 \times 5,96 = -2,98 \text{ KN.m}$$

2.3.3.3 Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur, on a :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 115 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,47 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2} = 0,0219$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,0277$$

$$z = (1 - 0,4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0,4 \times 0,0277) \times 0,12 \Rightarrow z = 0,11 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{4,47 \times 10^{-3}}{348 \times 0,11} = 1,16 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage au niveau des appuis selon le sens l_x , et on trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.35. sollicitation est ferrailage.

Type		Endroit	M (kn)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)	S_t (cm)
D1	X-X	Travée	4,47	0,0219	0,0277	0,11	1,16	1,01	4HA8=2,01	25
		Appui	2,98	0,0146	0,018	0,119	0,72	1,01	4HA8=2,01	25
	Y-Y	Travée	2,98	0,0146	0,018	0,119	0,72	1,01	4HA8=2,01	25
		Appui	1,99	0,0097	0,012	0,119	0,47	1,01	4HA8=2,01	25
D2	X-X	Travée	4,47	0,0219	0,0277	0,11	1,16	1,01	4HA8=2,01	25
		Appui	2,98	0,0146	0,018	0,119	0,72	1,01	4HA8=2,01	25
	Y-Y	Travée	2,98	0,0146	0,018	0,119	0,72	1,01	4HA8=2,01	25
		Appui	1,99	0,0097	0,012	0,119	0,47	1,01	4HA8=2,01	25
D3	X-X	Travée	0,8	0,0069	0,008	0,089	0,25	1,01	4HA8=2,01	25
		Appui	0,376	0,0032	0,004	0,089	0,12	1,01	4HA8=2,01	25
	Y-Y	Travée	0,59	0,0051	0,0065	0,089	0,19	1,01	4HA8=2,01	25
		Appui	0,028	0,0024	0,003	0,089	0,089	1,01	4HA8=2,01	25
D4	X-X	Travée	8,97	0,063	0,081	0,096	2,67	0,96	4HA8=2,01	25
		Appui	5,98	0,042	0,054	0,097	1,75	0,96	4HA8=2,01	25

- Vérification à L'ELU

Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e$$

ρ_0 : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 & \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 500.} \\ 0,0008 & \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 400.} \\ 0,0012 & \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,84) \times 100 \times 15 = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a $A_x^t = 1,16 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_x^{min} = 1,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{non vérifier}$

Donc on adopte : $A_x^{min} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10,59 \times 3,3}{2} \times \frac{3,9^4}{(3,3)^4 + (3,9)^4} \Rightarrow V_x = 11,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,096 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

Espacement des armatures

$$\text{Fissuration peut nuire} \rightarrow s_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

- Vérification à L'ELS

Calcul des charges :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 6,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7,68 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a } \begin{cases} \mu_x = 0,0586 \\ \mu_y = 0,7655 \end{cases}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0,0586 \times 7,68 \times (3,3)^2 = 4,9 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,7655 \times 4,9 = 3,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travée corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 4,9 = 3,675 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 4,02 = 2,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x

La vérification de la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A_x = 2,36 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0,12 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 33,9y - 424,8 = 0 \Rightarrow y = 4,29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \quad I = 9765,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'écrasement de béton.}$$

Tableau 2.36. Tableau des vérifications à l'ELS.

Endroit		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs.
Travée	X-X	3,675	4,29	9765,1	1,65 < 15	Vérifiée
	Y-Y	2,81	3,21	5657,2	1,07 < 15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

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

Dans le Sens X-X et Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1,1} = 0,136 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{2,26 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 0,0018 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

⇒ Les conditions de la flèche sont vérifiées

Schémas de ferrailage

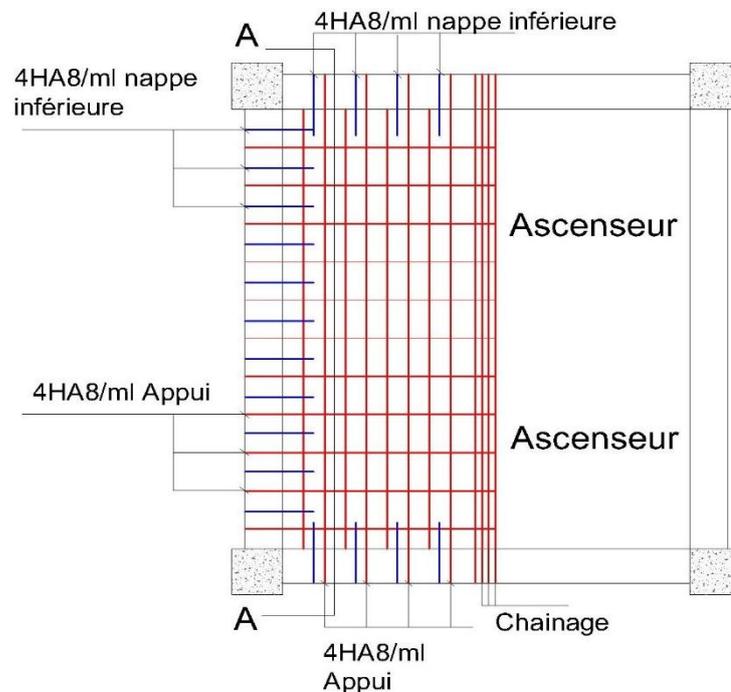


Figure 2.14. schémas de ferrailage de dalle sur 4 appuis.

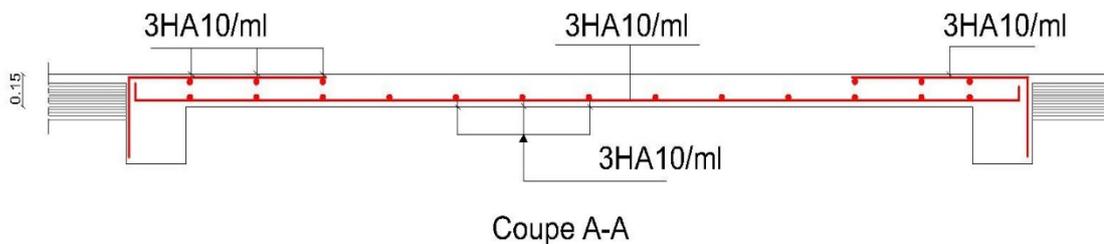


Figure 2.15. Coupe A-A d'une dalle sur 4 appuis.

2.3.4 Etude de la poutre de chaînage

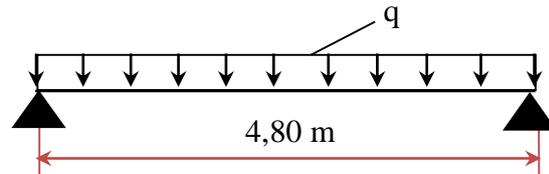


Figure 2.16. Schéma statique de la poutre de chaînage

Le pré dimensionnement de la poutre de chaînage est défini dans le chapitre précédent

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

2.3.4.1 Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage à étudier est soumise aux charges suivantes :

-Poids propre : $G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

-Poids du plancher à corps creux :

$$G_1 = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2) = 2,45 \text{ KN/ml}$$

-La charge d'exploitation sur la poutre :

$$Q_1 = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2) = 1,137 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } l_g = 0 \text{ m} \quad ; \quad l_d = b/2 = 0,325 \text{ m} .$$

-Le poids du mur avec ouverture : $G_{gc} = g_{gc} \times h_{gc} \times 0,75 = 5,69 \text{ KN/m}$

$$\text{Avec : } g_{gc} = 2,80 \text{ KN/m} \text{ et } h_{gc} = 2,71 \text{ m} .$$

La charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(G_1 + G_0 + G_{gc}) + 1,5 Q_1 = 16,24 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_1 + G_0 + G_{gc} + Q_1 = 10,76 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{-Moments isostatiques : } M_0 = q \times \frac{l^2}{8} = \begin{cases} \text{ELU: } 46,77 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 30,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{-Moments en travée : } M_t = 0,85 M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } 39,75 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 26,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- Moment en appui } M_a = -0,5 M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } - 23,38 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } - 15,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{8} = 38,97 \text{ KN}$

Ferraillage longitudinal à l'ELU

Tableau 2.37. Moments et ferraillages correspondant.

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	39,75	A	0,085	0,11	0,301	3,74	1,575	2HA14+1HA12 = 4,21
Appui	- 23,38		0,053	0,069	0,31	2,15		3HA12 = 3,39

- Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = 38,97 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,41 \text{ MPa}$$

F.P.N $\Leftrightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

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

- Armatures transversales

On fixe St = 15 cm, puis on calcule A_{trans} .

a) $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

b) $A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} = -2,75 \times 10^{-5} < 0$

Soit : 1 cadre $\phi 8$ + 1 étréie $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Vérifications à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.38. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
En travée	26,26	9,24	28459,59	8,52 < 15	181,57 < 201,63
En appui	-15,45	8,12	19251,52	6,51 < 15	150,10 < 201,63

- Vérification de la flèche

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 4,21 \text{ cm}^2 < 7,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 4,80 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2.3.4.2 Le schéma de ferrailage

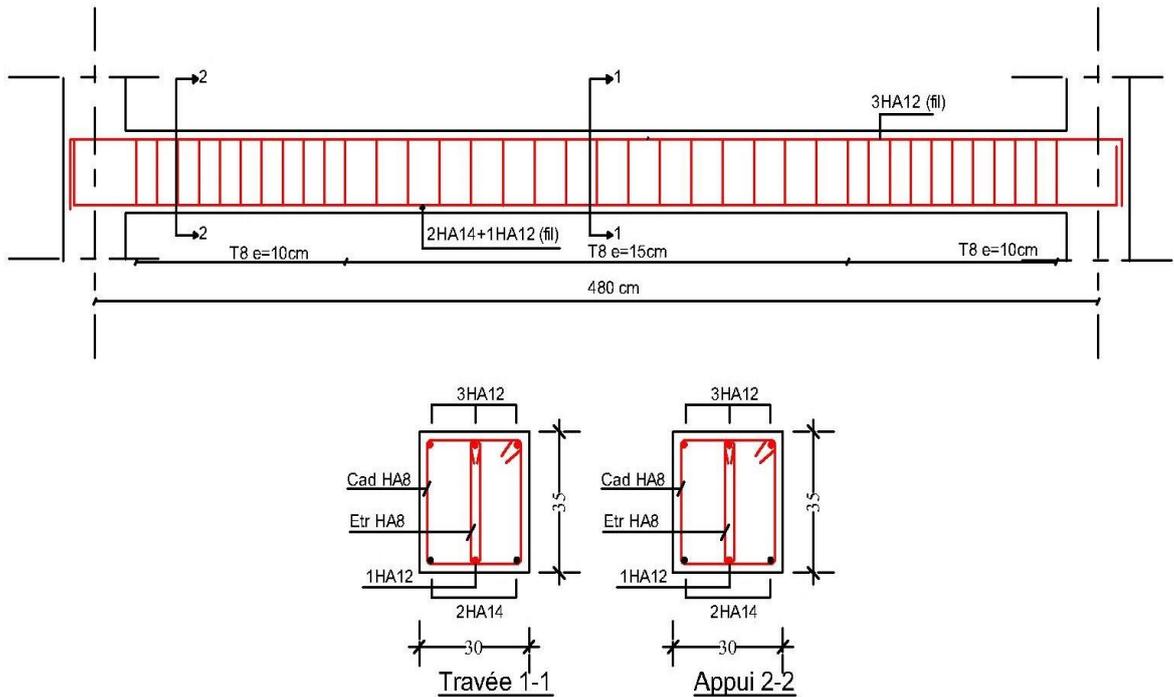


Figure 2.17. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

2.3.5 Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations maximales qu'ils peuvent supporter pour déterminer le ferraillage qui leur convient.

Dans notre projet on dispose d'un seul type d'escalier : escalier droit.

2.3.5.1 Escalier à deux volées droites (reliant les différents étages courant)

– Etude de la partie escalier étage courant (AB) :

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

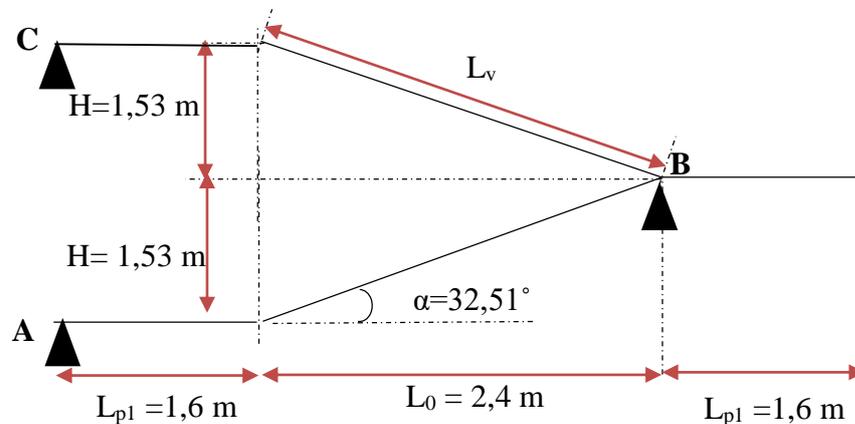


Figure 2.18. Coupe en élévation de l'escalier.

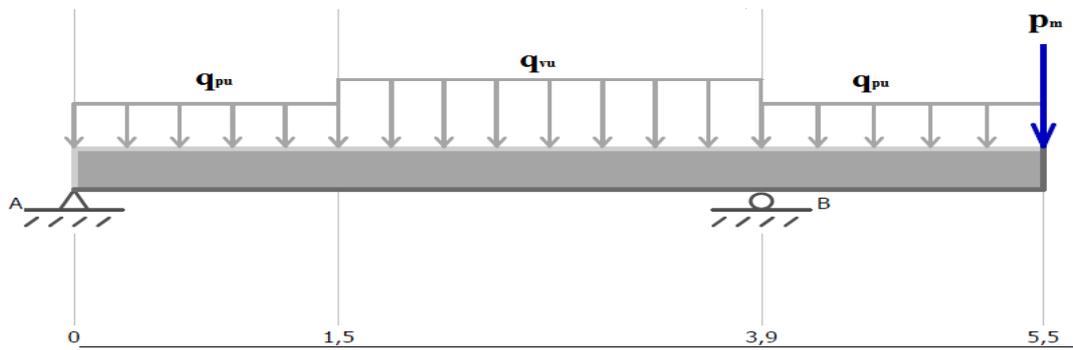


Figure 2.19. Schéma statique d'escalier.

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 7,87 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,27 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) = 14,37 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) = 10,86 \text{ KN/m} \end{cases} \quad ; \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) = 10,37 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) = 7,77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = 2,4 \cdot q_v + 1,5 \cdot q_p$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_A = 18,66 \text{ KN} \quad ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_B = 53,30 \text{ KN}$$

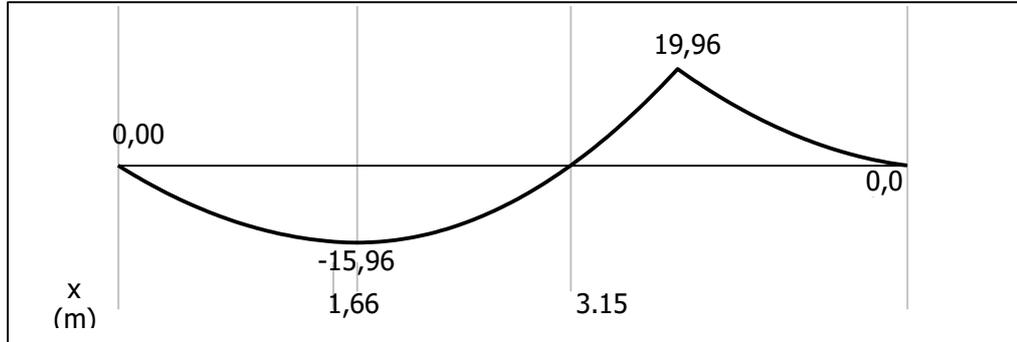


Figure 2.20. Diagramme des moments

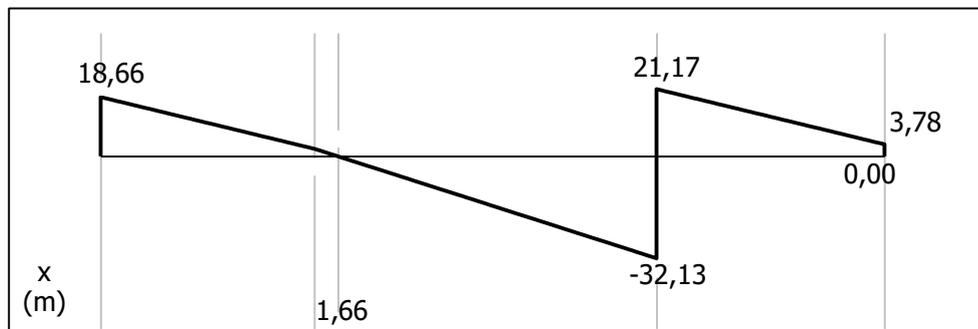


Figure 2.21. diagramme des efforts tranchants.

$$\text{Moments en travée} : M_t = 0,85 M_0 = \begin{cases} ELU: 16,97 \text{ KN.m} \\ ELS: 12,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui} : M_a = -0,5 M_0 = \begin{cases} ELU: -9,98 \text{ KN.m} \\ ELS: -7,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- L'effort tranchant : $V_u = 32,13 \text{ KN}$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} en travée pour une section ($b \times h$) = (1 ml \times e) ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec M_a^{max} .

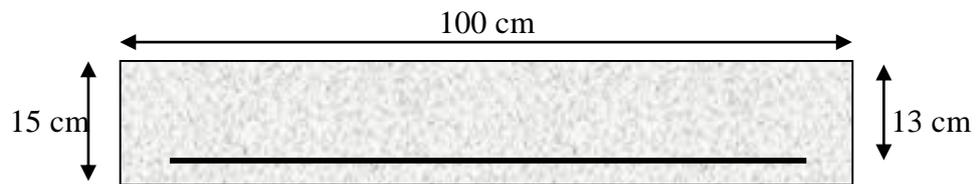


Figure 2.22. Section d'escalier à ferrailler

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.39. Ferraillage de l'escalier

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{calculé}$ (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	16,97	0,0707	0,091	0,125	3,89	1,56	4HA12=4,52	25
Appui	-9,98	0,041	0,053	0,127	2,25		4HA10=3,14	25

Armatures de répartition

On a des charges réparties $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 33 cm

Avec : $s_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

2.3.5.2 Calcul à l'ELS

Fissuration est peu nuisible (FPN), donc on vérifie la contrainte dans le béton (σ_{bc}), et l'état limite de déformation (la flèche).

Vérification des contraintes

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.40. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	12,26	3,9	8995,21	5,31	15	Vérifiée
En appui	-7,21	3,57	7545,74	3,41	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $e \geq \max\left(\frac{3}{60}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 23,36 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $L = 5,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est obligatoire.

La flèche admissible pour $l < 8 \text{ m}$ (BAEL91) :

$f_{adm} = l/500 \Rightarrow f_{adm} = 11 \text{ mm}$

Tableau 2.41. Calcul de la flèche dans l'escalier.

f _{gv}	f _{jt}	f _{pi}	f _{gi}	Δ _f	f _{adm}	Observation
1,29	0,41	1,19	0,69	1,38	11	Vérifiée

Schémas de ferrailage :

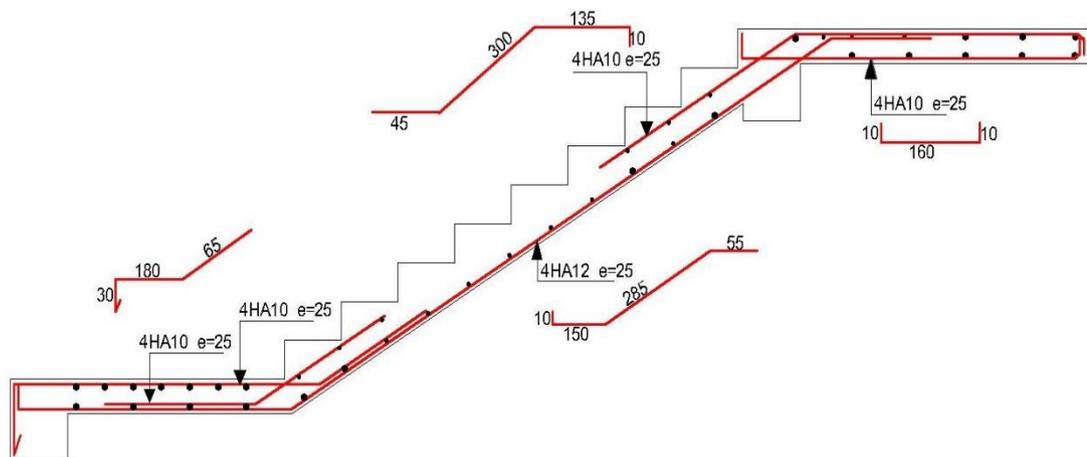


Figure 2.23. Schémas de ferrailage d'escalier.

2.3.6 Etude de la poutre palière

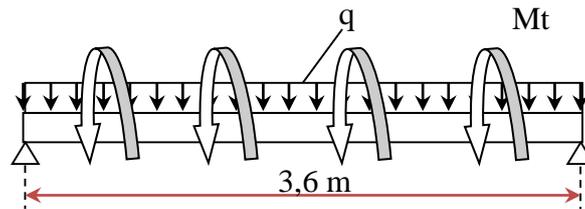


Figure 2.24. Schéma statique de la poutre palière.

2.3.6.1 Dimensionnement

D'après la condition de flèche définie par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm ; } h = 35 \text{ cm}$$

Définition des charges

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/m}$

Charge transmise par la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Bu} = 32,13 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{Bs} = 23,17 \text{ KN/m} \end{cases}$

Talle que : R_B est la réaction du palier au niveau de la poutre palière.

Calcul à la flexion simple

$$\text{Calcul des sollicitations : } q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 G_0 + R_{Bu} = 35,67 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_0 + R_{Bs} = 25,79 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques : } M_0 = q \times \frac{l^2}{8} = \begin{cases} \text{ELU: } 57,79 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 41,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = 0,75 M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } 43,34 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 31,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui } M_a = -0,5 M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } -28,89 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -20,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u \frac{l}{2} = 64,21 \text{ KN}$$

Ferraillage à l'ELU

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.42. Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	43,34	A	0,099	0,13	0,30	4,1	1,159	Vérifiée
Appui	-28,89		0,066	0,086	0,31	2,28		

Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b \times d} = \frac{64,21 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Armatures transversales

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

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} = -4,125 \times 10^{-5} < 0$$

Donc : on prend $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

Calcul du ferrailage à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = M_a \times \frac{l}{2} = -9,89 \times 3,6/2$$

$$\Rightarrow M_{tor} = 17,80 \text{ KN.m}$$

Tel que : M_B est le moment en appui associé à la poutre palière lors du calcul de l'escalier. D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. $\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$U = 2(b + h)$ Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi = \min(b, h) = 30 \text{ cm} \\ e = \frac{h}{6} = 5,83 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 707 \text{ cm}^2 \\ U = 2(b + h) = 107 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{17,80 \times 10^{-3} \times 1,07 \times 1,15}{2 \times 0,0707 \times 348} = 4,45 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$A_{trans}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} \text{ on fixe } St = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow A_{trans}^{tor} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement à la torsion

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{17,80 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0707 \times 0,0583} \Rightarrow \tau^{tor} = 2,15 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte globale

On doit vérifier : $\tau_{total} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total} = \sqrt{\tau^{F.S} + \tau^{tor}{}^2} = \sqrt{0,49^2 + 2,15^2} = 2,2 \text{ MPa}$$

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

$\Rightarrow \tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

Ferraillage global

$$\text{En travée : } A_{st} = A_t^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,1 + \frac{4,45}{2} = 6,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_a^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,28 + \frac{4,45}{2} = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature transversales : } A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,49 = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{Ø}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre + une épingle), } St=15 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELS

FPN \Rightarrow vérification des contraintes dans le béton et l'état limite de déformation (la flèche).

✓ Vérification des contraintes

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.43. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	31,33	12,98	85626	4,75	15	Vérifiée
En appui	20,89	11,6	68822	3,52	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les trois conditions suivantes ne sont pas observées :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad 6,79 \text{ cm}^2 < 10,24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) L = 2,70 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

⇒ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage

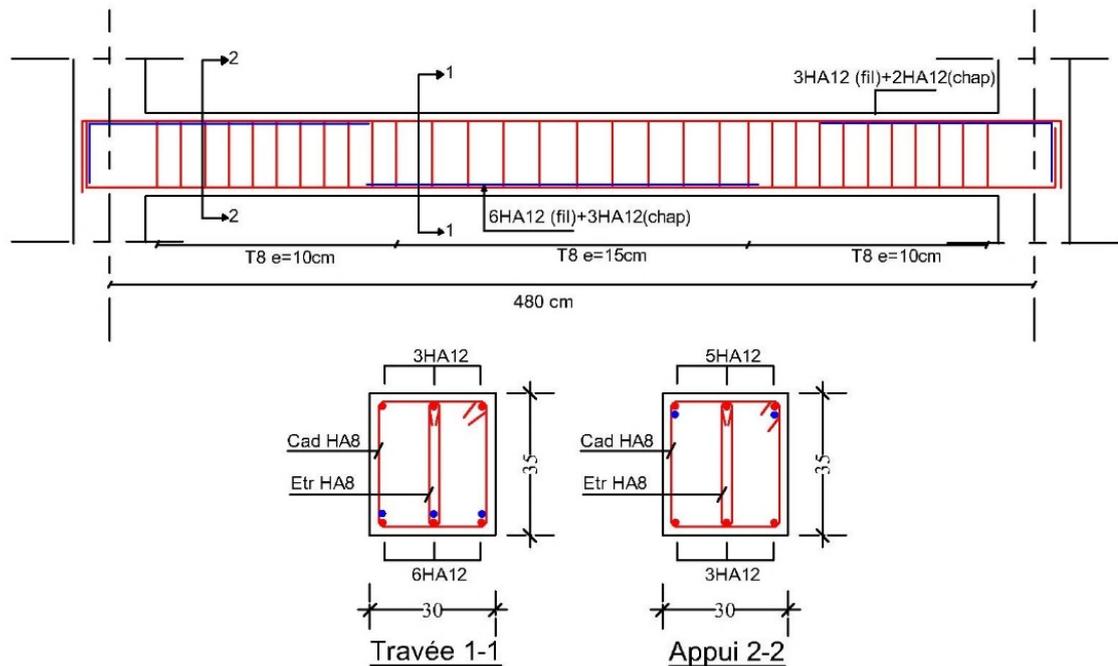


Figure 2.25. schémas de ferrailage est la coupe de la poutre palière.

2.3.7 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la Figure 20.

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 1,20 m, pour les autres on adoptera le même ferrailage.

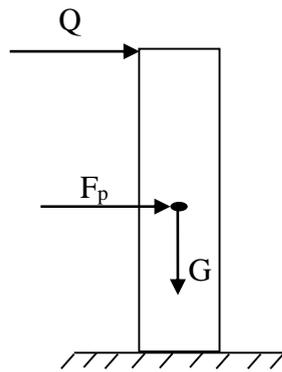


Figure 2.26. Hypothèses de calcul.

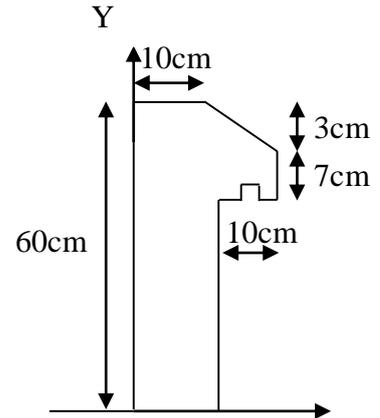


Figure 2.27. Coupe transversale de l'acrotère.

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable (FN).
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

2.3.7.1 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges sur l'acrotère est définie dans le chapitre 2

Tableau 2.44. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0,60	0,54	1,7125	1,00	2,26

Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = G = 2,26 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$

$$\Rightarrow F_p = 1,085 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 6,20 \text{ cm} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 32,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_1 = 600 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 70 \text{ cm}^2 \\ A_3 = 15 \text{ cm}^2 \end{cases} , \text{ et } \begin{cases} X_1 = 5 \text{ cm} \\ X_2 = 15 \text{ cm} \\ X_3 = 13,33 \text{ cm} \end{cases} , \text{ et } \begin{cases} Y_1 = 30 \text{ cm} \\ Y_2 = 52,33 \text{ cm} \\ Y_3 = 58 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis aux efforts suivants :

$$\begin{cases} N_G = 2,26 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,60 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,357 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau 2.45. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,26	3,051	2,26
M (KN.m)	0,957	0,900	0,60

Calcul de l'excentricité

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{u,acc}}{N_{u,acc}} = \frac{0,957}{2,26} = 0,4235 \text{ m} = 42,35 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > h/6$$

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 de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

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.

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$: Longueur de flambement

$h_0 = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0,864 \text{ cm}$$

D'où : $e = 45,214 \text{ cm}$

Les sollicitations optées pour le calcul deviennent :

$$N_u = 3,051 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 1,379 \text{ KN.m}$$

2.3.7.2 Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU :

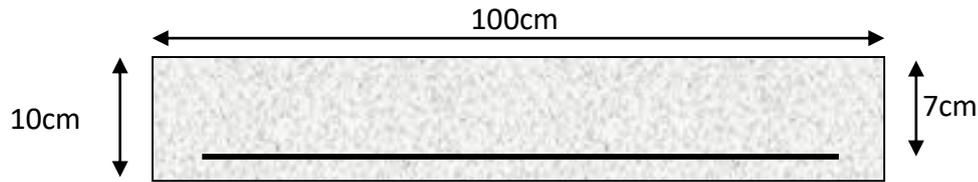


Figure 2.28. Section de l'acrotère à ferrailler.

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

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 est en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple, avec : M_{ua}

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,44 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,021$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,026 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{ m} \end{cases}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le ferrailage se fera avec A^{min} puisque c'est la situation la plus défavorable.

$$A = 0,85 \text{ cm}^2.$$

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

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

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

$$\text{Sens secondaire : } A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Calcul des espacements

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

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

2.3.7.3 Vérification à l'ELU

Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

Avec : $\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{ MPa}$

A l'ELU : 1,35G+1,5Q

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021\text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,021\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement .

Situation accidentelle : G+Q+E

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1,085 = 2,085\text{ KN}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,030\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

2.3.7.4 Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63\text{ MPa}$$

avec: $\eta=1,6$ (pour les aciers HA)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t}$$

Calcul de y

$$y = y_c + C$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2,26} - 0,05 = -0,215\text{ m} < 0$$

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

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) = -0,141\text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = 0,019\text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend Δ

$$\text{Avec : } \Delta = 4p^3 + 27q^2 = -1,466 \times 10^{-3} < 0$$

On a : $\Delta < 0 \Rightarrow$ ils existent 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \quad \Leftrightarrow \quad 0,215 \leq y_c \leq 0,315\text{ m}$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} = 0,2613 \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -0,4303 \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 0,1690 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,434 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 158,80^\circ \end{cases}$$

$\Rightarrow 0,215 < (y_{c1} = 0,2613) < 0,315 \text{ m}$
 $y_c = 0,2613 \Rightarrow y = 0,046 \text{ m}$
 $\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,053 \times 10^{-3}$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,260 \times 10^{-3}}{1,053 \times 10^{-3}} \times 0,046 = 0,099 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

Contrainte de traction :

$$\sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} = 15 \times 2,26 \times 10^{-3} \times \frac{(0,07-0,046)}{1,053 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_{st} = 0,773 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}$ Vérifié

Tableau 2.46. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.

Position	N_{ser} (KN.m)	Y (cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}$ (MPa)
En travée	2,26	4,60	0,099 < 15	0,773 < 201,63

Schémas de ferrailage

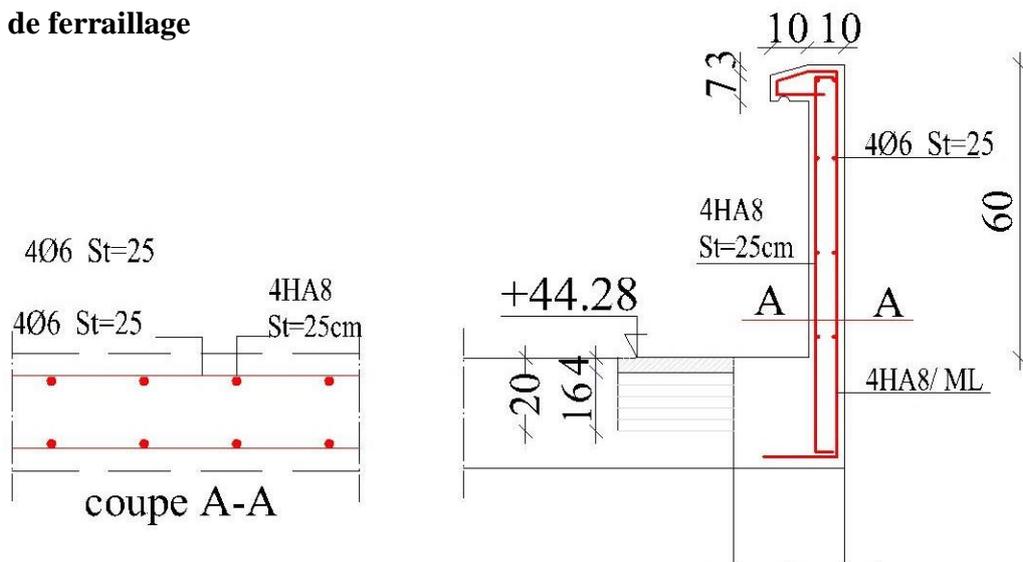


Figure 2.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2.3.8 Etude de l'ascenseur

2.3.8.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment

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

- L : Longueur de l'ascenseur = 180 cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 170 cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220 cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145 kN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 kN.
- La charge nominale est de 640 kg.
- La vitesse $V = 1$ m/s.

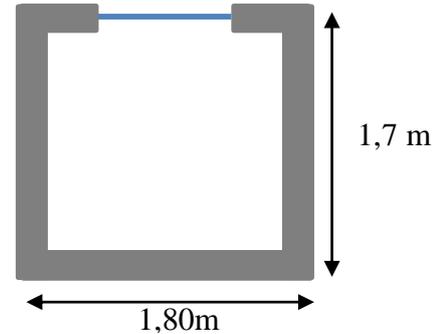


Figure 2.30. Coupe transversale d'ascenseur.

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

2.3.8.3 L'épaisseur de la dalle :

On a ; $l_x = 1,70$ m ; $l_y = 1,80$ m ; $S = 3,06$ m²

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,70}{1,80} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens

$\Rightarrow \frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3,77 \leq e \leq 4,25$ cm

$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 11 \text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm isolation phonique} \end{array} \right. \Rightarrow e = 15$ cm

2.3.8.4 Evaluation des charges et surcharges :

On a : $g = D_m + P_m = 51 + 15 = 66$ kN

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

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ kN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3,06} = 47,38 \text{ kN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 4,85 + 47,38 = 51,98 \text{ kN/m}^2$$

- **Combinaison d'action**

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1,35G^{tot} + 1,5Q = 1,35 \times 51,98 + 1,5 \times 1 = 71,67 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 51,98 + 1 = 52,98 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

2.3.8.5 Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\Rightarrow \rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0419 \times 71,67 \times 1,7^2 = 8,67 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,8661 \times 8,67 = 7,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 8,67 = 7,37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 7,51 = 6,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui intermédiaire} \Rightarrow M_0^x = -0,5 M_0^x = -0,5 \times 8,67 = -4,33 \text{ KN.m}$$

2.3.8.6 Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau 2.47. Ferrailage de dalle au-dessous de l'ascenseur.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	Choix (cm^2)	s_t (cm)
Travée	X-X	7,37	0,03	0,039	0,12	1,65	1,25	4HA8 =2.01	25
	Y-Y	6,37	0,026	0,033	0,12	1,43	1,25	4HA8 =2.01	25
Appui x / y		4,33	0,018	0,022	0,12	0,96	1,25	4HA8 =2.01	25

2.3.8.7 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 44,18 \text{ KN} \\ V_u^y = 46,78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{44,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,368 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa}$$

2.3.8.8 Vérification à l'ELS

$$q_s = 52,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7,51 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 6,38 \text{KN.m} \\ M_t^y = 5,80 \text{KN.m} \\ M_a^{inte} = -3,75 \text{KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,41 \text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau 2.48. Vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
x-x	6,38	4,51	11707	2,46 < 15	Vérifiée
y-y	5,80	3,3	6742,6	3,16 < 15	Vérifiée
Appui x / y	-3,75	3,7	8174,8	1,69 < 15	Vérifiée

Vérification à la flèche

• Sens X-X

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,12 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,00167 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

• Sens Y-Y

$$\begin{cases} 0,11 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,00167 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

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

Schéma de ferrailage

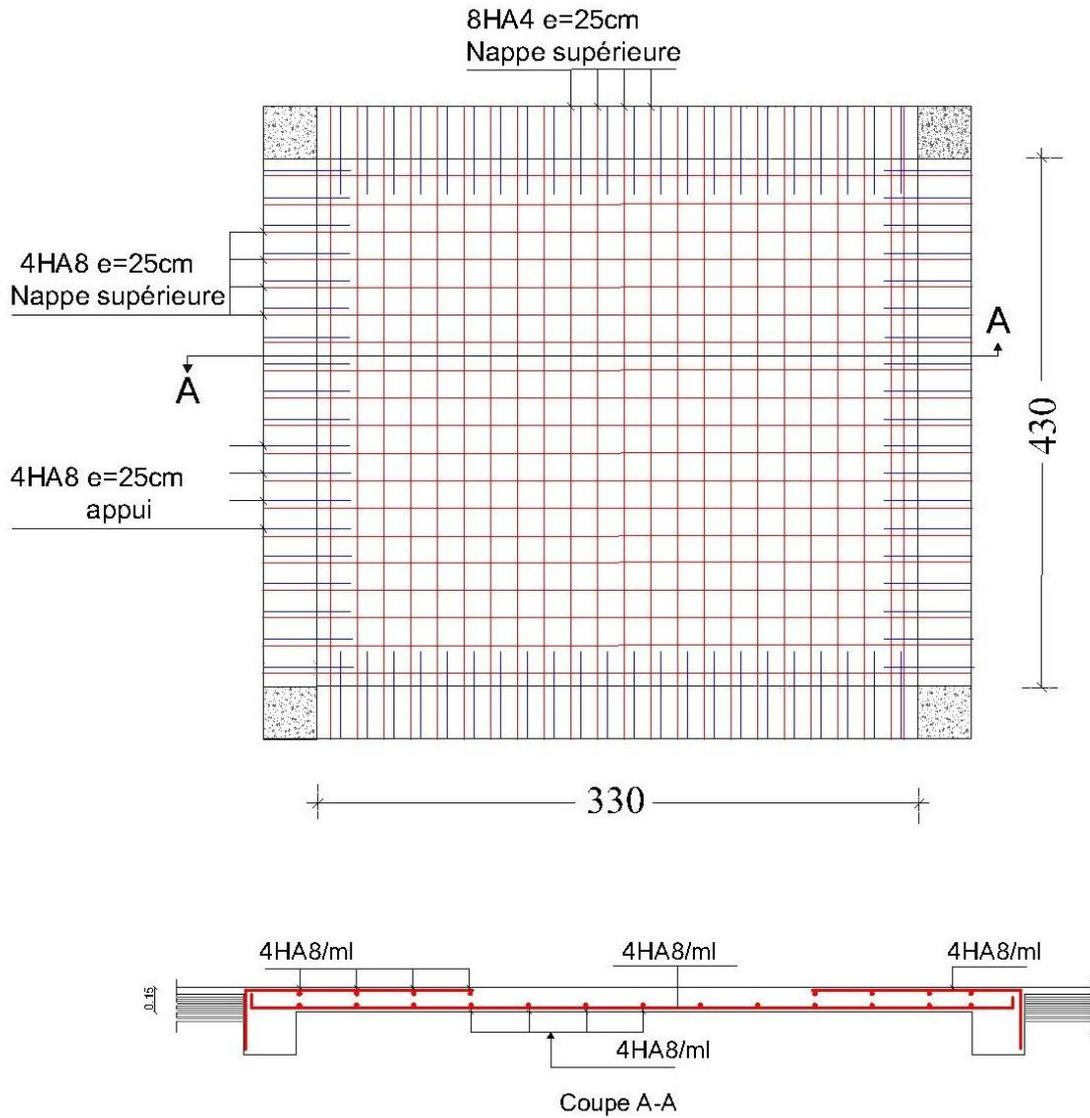


Figure 2.31. Schéma de ferrailage de dalle d'ascenseur.

CHAPITRE 3

ETUDE DYNAMIQUE

3.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes qui sont sans doute ceux qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de les prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

3.2 Méthodes de calcul

Dans le calcul de la force sismique globale d'un bâtiment le **RPA99/ version 2003** nous propose trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode modale spectrale
- Méthode dynamique par accélérogramme.

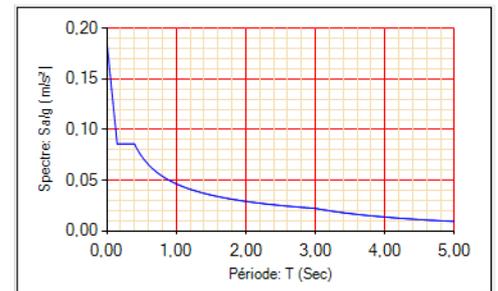
Dans notre cas on opte pour la méthode spectrale.

3.3 Présentation de la méthode spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3.3.1 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

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



Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Figure 3.1. Spectre de réponse sens X-X et sens Y-Y

3.4 Modélisation

La modélisation est de transformer un problème réel à plusieurs degrés de liberté à un modèle simple de degré de liberté précis, décrivant les phénomènes à étudier.

Dans notre projet on se sert du logiciel **ETABS 2016** qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure (Rigidité, efforts, ... etc.)

Le modèle adopté est encasturé à la base, comporte des poteaux, des poutres, des voiles et des escaliers et le reste des éléments sont introduit comme un sous forme de charge.

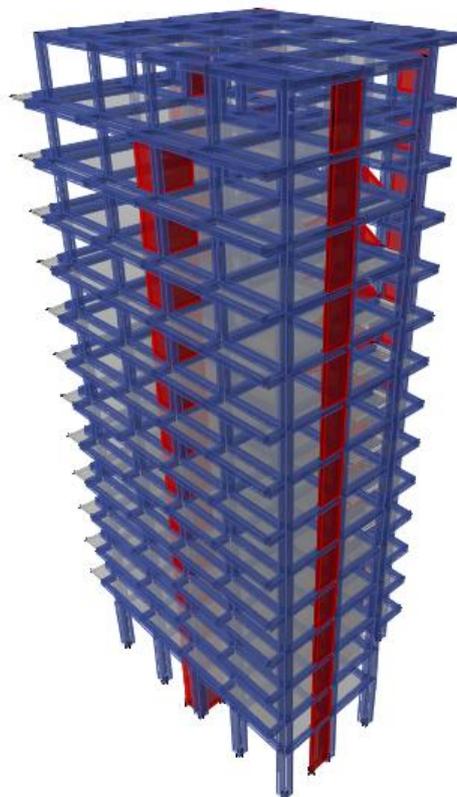


Figure 3.2. Vue en 3D obtenu par logiciel ETABS
Memoire de fin d'etude Master II 2018/2019

Disposition des voiles

Après plusieurs disposition et calcul ; on a opté pour cette disposition :

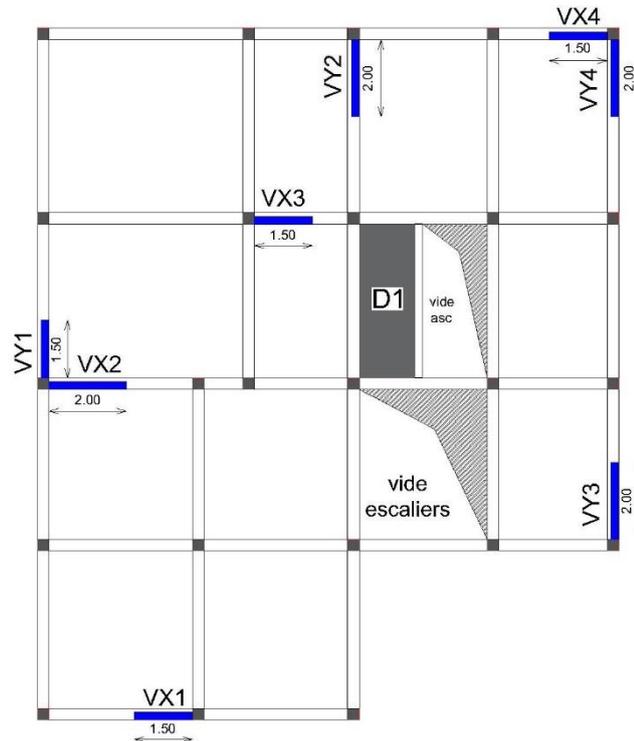


Figure 3.3. Disposition des voiles de contreventement.

Calcul des paramètres du spectre

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

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15 \quad (\text{RPA99/2003 (tableau 4.1)})$$

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte voiles-
portiques avec justification de l'interaction, donc :

$$\Rightarrow R = 5 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.4)})$$

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 :

Tableau 3.1. Valeurs des pénalités

N°	Critère (q)	Observée	Pq/xx	Observée	Pq/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

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

3.4.1 Présentation des résultats

3.4.1.1 Modes de vibration et taux de participation massique

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous avons obtenus les modes suivants :

Tableau 3.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masse modales en %			Masse modales cumulées en %		
		Sens UX	Sens UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	1,516	0,0077	0,6685	0,0659	0,0077	0,6685	0,0659
2	1,236	0,6438	0,0235	0,0641	0,6515	0,6920	0,1300
3	1,135	0,083	0,0378	0,6104	0,7345	0,7297	0,7404
4	0,493	0,0023	0,1104	0,0129	0,7368	0,8401	0,7533
5	0,399	0,1341	0,0054	0,0020	0,8709	0,8455	0,7554
6	0,362	0,0032	0,0158	0,1191	0,8741	0,8613	0,8745
7	0,26	0,0016	0,0436	0,0062	0,8457	0,9049	0,8807
8	0,21	0,0506	0,0013	0,0007	0,9263	0,9062	0,8814
9	0,182	0,0003	0,0079	0,0474	0,9266	0,9141	0,9288

La condition du RPA99v2003(Art 4.3.4) relative aux nombres de modes à retenir est satisfaite à partir 7^{eme} mode dans le sens y, et à partir du 8^{eme} mode dans le sens X.

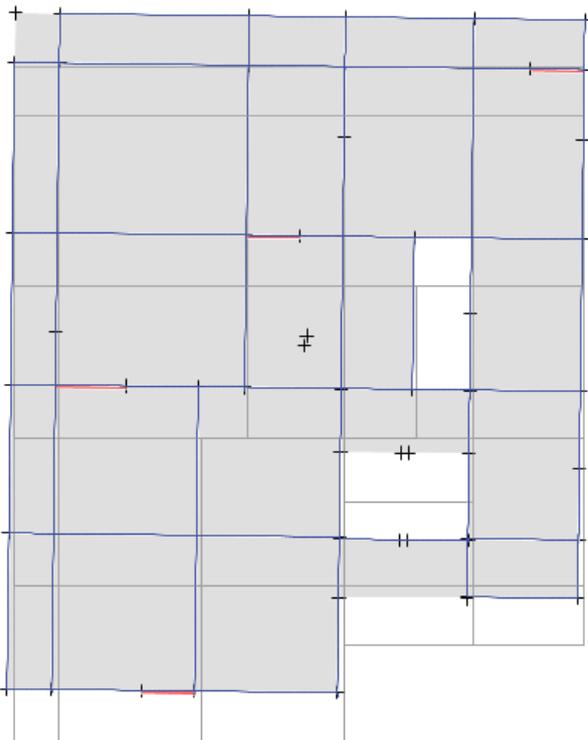


Figure 3.5. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)

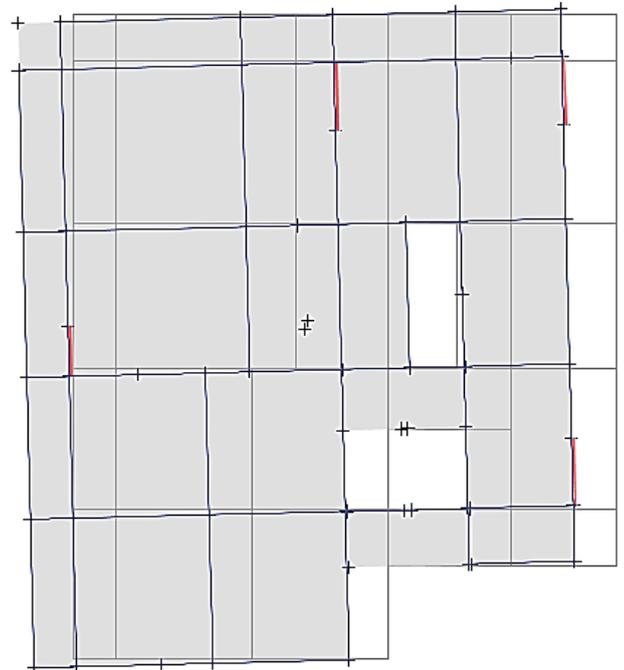


Figure 3.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

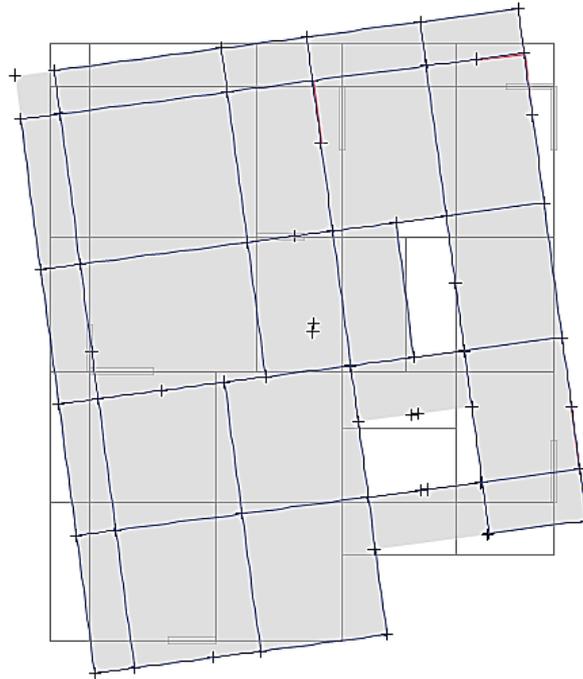


Figure 3.0.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z)

3.4.2 Résultantes des forces sismiques de calcul

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante : $V_{\text{dyn}} \geq 0,8 V_{\text{st}}$

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

Avec : V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique

La force sismique totale V statique, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V_{\text{st}} = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{RPA99/2003 Art (4.2.3)})$$

Avec :

D : Facteur d'amplification dynamique.

W : Poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{RPA9 /2003 (Formule 4.5)})$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le **RPA (tableau 4.5)**

$\Rightarrow \beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas et à l'aide du logiciel ETABS, on a : $W = 43520,11\text{KN}$

Facteur d'amplification dynamique :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003(Formule4.2)})$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

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

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad (\text{RPA99/2003 (Tableau 4.2)})$$

D'où $\eta = 0.816$

$$\text{On a un site Ferme } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)})$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles-portiques),

Donc :

$$\begin{cases} T = C_T H^{3/4} & (\text{RPA99/2003 (Formule 4.6)}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} T = 0.09 H/\sqrt{L} & (\text{RPA99/2003 (Formule 4.7)}) \end{cases}$$

Tels que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 44,28 \text{ m}$: hauteur totale du bâtiment.

L = dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\text{Avec ; } \begin{cases} L_x = 15 \text{ m} \\ L_y = 18 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min (1,028 ; 0,858) = 0,858 \text{ s} \\ T_y = \min (0,94 ; 0,858) = 0,858 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,226 \\ D_y = 1,226 \end{cases}$$

La force sismique statique globale V_{st} à la base de la structure est :

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x^{st} = 1920,80\text{KN} \\ V_y^{st} = 1920,80\text{KN} \end{cases}$$

Disposition des voiles de contreventement

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

3.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

3.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Tableau 3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Sens	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	1536,61	1383,71	<i>Non Vérifiée</i>
Y-Y	1536,61	1153,17	<i>Non Vérifiée</i>

Remarque : Dans le sens X-X il faut augmenter tous les paramètres la reprise de **1,11**
 Dans le sens Y-Y il faut augmenter tous les paramètres la reprise de **1,33**

Tableau 3.4. La résultante des forces sismiques à la base après l'augmentation de la reprise.

Sens	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	1536,61	1549,26	<i>Vérifiée</i>
Y-Y	1536,61	1536,68	<i>Vérifiée</i>

3.5.2 Vérification de l'interaction et justification de la valeur de R=5

3.5.3 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.5. Interactions sous charges verticales à la base.

Niveau	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Base	38788,67	9396,3518	48185,0242	80,49	19,51	<i>Vérifiée</i>

N.B : On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

3.5.4 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6. Interaction sous charge horizontale.

Niveau	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y				Observation
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	494,02	1005,0	32,95	67,05	508,74	1012,4	33,44	66,56	Vérifiée
1	844,95	375,10	69,23	30,77	727,15	581,60	55,56	44,43	Vérifiée
2	733,67	399,10	64,67	35,23	615,73	594,65	50,87	49,12	Vérifiée
3	793,09	306,77	72,10	27,89	676,84	445,24	60,32	39,67	Vérifiée
4	691,19	337,67	67,17	32,82	586,88	460,84	56,01	43,98	Vérifiée
5	728,59	259,59	73,73	26,29	634,17	344,44	64,80	35,19	Vérifiée
6	601,30	303,06	66,48	33,51	517,46	393,82	65,83	43,16	Vérifiée
7	632,28	222,4	73,97	26,02	558,38	280,77	66,54	33,45	Vérifiée
8	490,30	272,39	64,29	35,70	426,14	338,48	55,73	44,26	Vérifiée
9	509,34	190,89	72,73	27,26	456,01	227,44	66,72	33,27	Vérifiée
10	358,87	224,28	61,53	38,46	319,46	271,55	54,05	45,94	Vérifiée
11	366,63	125,91	74,43	25,56	333,99	145,70	69,62	30,37	Vérifiée
12	218,15	169,85	56,22	43,77	236,87	197,17	54,57	45,42	Vérifiée
13	199,74	26,39	88,32	11,67	224,18	79,06	73,92	26,07	Vérifiée

Remarque : d'après les résultats du tableau l'interaction horizontale est vérifiée ; donc on prend le Coefficient de comportement $R = 5$

3.6 Vérification de l'effort normal réduit

Le RPA exige de faire la vérification à l'effort normal réduit en raison d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme sous la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tels que :

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b(cm)	h(cm)	B _c (cm ²)	N (KN)	Combinaisons	v	Obs
RDC	65	65	4225	3223,0232	1,35G+1,5Q	0,263	Vérifiée
1	60	65	3900	2917,7449	1,35G+1,5Q	0,276	Vérifiée
2	60	60	3600	2644,8195	1,35G+1,5Q	0,293	Vérifiée
3	60	60	3600	2389,2955	1,35G+1,5Q	0,265	Vérifiée
4	55	60	3300	2136,2383	1,35G+1,5Q	0,282	Vérifiée
5	55	60	3300	1896,9704	1,35G+1,5Q	0,25	Vérifiée
6	55	55	3025	1660,3007	1,35G+1,5Q	0,265	Vérifiée
7	55	55	3025	1435,8422	1,35G+1,5Q	0,229	Vérifiée
8	50	55	2750	1212,5809	1,35G+1,5Q	0,239	Vérifiée
9	50	55	2750	999,0688	1,35G+1,5Q	0,197	Vérifiée
10	50	50	2500	784,8304	1,35G+1,5Q	0,196	Vérifiée
11	50	50	2500	577,1798	1,35G+1,5Q	0,144	Vérifiée
12	45	50	2250	365,6872	1,35G+1,5Q	0,119	Vérifiée
13	45	50	2250	189,9806	1,35G+1,5Q	0,062	Vérifiée

N.B : On remarque que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée .

3.7 Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs de deux étages successifs, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{RPA99/ version 2003 (Art 5.10)})$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tels que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

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

R : Coefficient de comportement.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.8. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h _k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y					Observation
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	
RDC	450	0,10	0,51	0,00	0,51	0,001	0,14	0,72	0,00	0,72	0,001	Vérifiée
1	306	0,24	1,23	0,51	0,72	0,002	0,37	1,85	0,72	1,12	0,003	Vérifiée
2	306	0,41	2,09	1,23	0,85	0,002	0,63	3,18	1,85	1,33	0,004	Vérifiée
3	306	0,60	3,02	2,09	0,92	0,003	0,92	4,62	3,18	1,44	0,004	Vérifiée
4	306	0,79	3,99	3,02	0,97	0,003	1,22	6,11	4,62	1,48	0,004	Vérifiée
5	306	0,99	4,97	3,99	0,97	0,003	1,51	7,58	6,11	1,46	0,004	Vérifiée

6	306	1,19	5,95	4,97	0,82	0,003	1,80	9,00	7,58	1,42	0,004	Vérifiée
7	306	1,38	6,91	5,95	0,95	0,003	2,07	10,3	9,00	1,35	0,004	Vérifiée
8	306	1,57	7,85	6,91	0,93	0,003	2,32	11,6	10,3	1,27	0,004	Vérifiée
9	306	1,74	8,74	7,85	0,89	0,002	2,56	12,8	11,6	1,16	0,003	Vérifiée
10	306	1,91	9,58	8,74	0,84	0,002	2,77	13,8	12,8	1,06	0,003	Vérifiée
11	306	2,07	10,3	9,58	0,77	0,002	2,96	14,8	13,8	0,94	0,003	Vérifiée
12	306	2,21	11,0	10,3	0,71	0,002	3,13	15,6	14,8	0,85	0,002	Vérifiée
13	306	2,28	11,4	11,0	0,37	0,001	3,14	15,7	15,6	0,07	0,000	Vérifiée

3.8 Justification des effets P- Delta

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets P- Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement.

Ils peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

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 : 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 $0.1 \leq \theta \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta > 0.20 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.9. Vérification de l'effet P-Delta.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	
RDC	450	43520,1153	0,5145	1402,2292	0,0354	0,727	1173,5484	0,059	Vérifiée
1	306	39707,4266	0,7215	1373,7832	0,0681	1,125	1151,4033	0,126	Vérifiée
2	306	36334,9724	0,8575	1320,8882	0,0770	1,334	1108,36	0,142	Vérifiée
3	306	33071,3715	0,9275	1254,2142	0,0799	1,442	1053,7532	0,147	Vérifiée
4	306	29807,7705	0,971	1182,0508	0,0800	1,4855	994,6648	0,145	Vérifiée
5	306	26643,8426	0,979	1105,7454	0,0770	1,4665	932,132	0,136	Vérifiée
6	306	23479,9147	0,9825	1026,4927	0,0734	1,429	865,9353	0,126	Vérifiée
7	306	20406,48	0,9595	946,6673	0,0675	1,3545	795,9921	0,113	Vérifiée

8	306	17333,0453	0,937	865,2853	0,0613	1,2765	722,0355	0,100	Vérifiée
9	306	14340,9237	0,89	775,4724	0,0537	1,169	642,3764	0,085	Vérifiée
10	306	11348,802	0,8415	671,1895	0,0464	1,064	553,1595	0,071	Vérifiée
11	306	8428,8136	0,773	547,9358	0,0388	0,945	447,5454	0,058	Vérifiée
12	306	5648,9995	0,7145	408,4491	0,0322	0,8515	328,3077	0,047	Vérifiée
13	306	2144,5906	0,3795	175,6531	0,0151	0,076	139,3217	0,003	Vérifiée

Conclusion

Dans le but de satisfaire les exigences du RPA99/ version 2003 plusieurs dispositions des voiles ont été modélisé afin d'arriver à un modèle plus stable et économique.

Les dimensions finales des éléments structuraux modélisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3.10. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	Etage1	Etages 2-3	Etages 4-5	Etages 6-7	Etages 8-9	Etages 10-11	Etages 12-13
P. Principale (cm²)	30×40							
P. Secondaire (cm²)	30×35							
Poteaux (cm²)	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
Epaisseur Voiles (cm)	25	20						

CHAPITRE 4

ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

4.1 Introduction

Après avoir déterminé les sollicitations des éléments structuraux à l'aide du logiciel **ETABS2016**, on passe au calcul des sections d'armatures qui conviennent à la résistance de ces éléments.

Les éléments concernés par l'étude dans cette partie sont :

Les poutres (principales et secondaires) qui sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants ; d'où elles sont calculées à la flexion simple.

Les voiles et les poteaux qui sont soumis à des efforts normaux et des moments de flexions, d'où ils sont calculés à la flexion composée.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93**, **RPA99/Version 2003** et le **BAEL91**.

4.2 Etude des poutres

Les poutres seront calculées à l'aide des efforts obtenues par le logiciel ETABS2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/V2003 qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \dots \dots \dots ELA \\ G + Q - E \dots \dots \dots ELA \\ 0.8G + E \dots \dots \dots ELA \\ 0.8G - E \dots \dots \dots ELA \end{array} \right.$$

Tableau 4.1. Dimensions des poutres.

Poutres	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)
Principales	30	40	1200
Secondaires	30	35	1050

Recommandations du RPA99/V2003**Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en zone courante.

-6% en zone de recouvrement.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

-0.5% en toute section

Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par le **RPA99/V2003** :

$$-A_{min}^{RPA} = 0.003 \times st \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Dans la zone nodale : $st \leq \min (h/4 ; 12\emptyset)$

-Dans la zone courante : $st \leq h/2$

Tel que ; \emptyset est le diamètre minimum des barres utilisées.

4.2.1 Sollicitation et ferrailage des poutres

Remarque : On a deux types de poutres, poutres non associées aux voiles et poutres associées aux voiles dont les efforts sont différents.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants : .

Tableau 4.2. Sollicitations et ferrailage des poutres non associées aux voiles.

Niv	Poutres	Aire (cm ²)	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et Etage courant	P.P	30x40	Travée	ELA	70,95	118,7	6	5,01	3HA16=6,03
			Appui	ELA	-71,86			5,08	3HA16=6,03
	P. S	30x35	Travée	ELA	60,71	97,50	5,25	5,04	3HA16=6,03
			Appui	ELA	-78,49			6,64	3HA16+1HA12=7,16
Terrasse inaccessible	P.P	30x40	Travée	ELU	68,78	61,41	6	5,72	3HA14+1HA12=5,75
			Appui	ELA	-50,03			3,5	3HA14=4,62
	P. S	30x35	Travée	ELA	51,72	49,25	5,25	4,25	3HA14=4,62
			Appui	ELU	-40,18			3,80	3HA14=4,62

Tableau 4.3. Sollicitations et ferrailage des poutres associées aux voiles.

Niv	Poutres	Aire (cm ²)	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et Etage courant	P.P	30x40	Travée	ELA	99,55	173,3	6	7,25	3HA16+1HA14 =7,57
			Appui	ELA	-133,65			10,04	3HA16+3HA14= 10,65
	P. S	30x35	Travée	ELA	86,83	76,64	5,25	7,42	3HA16+1HA14 =7,57
			Appui	ELA	-106,2			9,30	3HA16+3HA14= 10,65
Terrasse inaccessible	P.P	30x40	Travée	ELU	65,39	76,64	6	5,41	3HA14+1HA12 =5,75
			Appui	ELU	-71,12			5,93	3HA14+2HA12 =6,88
	P. S	30x35	Travée	ELU	54,3	60,57	5,25	5,24	3HA14+1HA12 =5,75
			Appui	ELA	-48,41			3,96	3HA14= 4,62

4.2.2 Vérification des armatures selon le RPA99 (Art 7.5.2.1)

Pourcentage maximal d’armatures longitudinales dans les sections

Poutres principales :

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement.

Poutres secondaires :

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement

Pourcentage minimal d’armatures longitudinales dans les sections

$A_{min} = 0.5\% b \times h$

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Les longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Art 7.5.2.1) en zone IIa, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64\text{cm}$, on adopte : $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$, on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$

Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$\emptyset \leq \min (\emptyset_l ; h/35 ; b/10)$

Avec : $A_{trns}^{RPA} \text{ min} = 0.3\%(st * b)$

Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**

Zone nodale : $st \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right)$

Zone courante : $st \leq h/2$

Tableau 4.4. Armatures transversales dans les poutres.

Niveau	Poutre		A _{trns} calculée (cm ²)	A _{trns} ^{min} (cm ²)	St (cm)	
					Z.Nodale	Z.Courante
RDC et étage courant	P.P	ø8	4ø8 = 2,01	1,35	10	15
	P. S				8	15
Terrasse inaccessible	P.P	ø8	4ø8 = 2,01	1,35	10	15
	P. S				8	15

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Vérifications à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 4.5. Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres.

Niveau	Poutres	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
RDC et étage courant	P.P	173,3	1,56	3,33	Vérifiée
	P. S	97,50	1,01		Vérifiée
Terrasse inaccessible	P.P	76,64	0,69	3,33	Vérifiée
	P. S	60,57	0,63		Vérifiée

N B : les Contraintes tangentielles sont vérifiées donc il n' ya pas de risque de cisaillement.

N B : les armatures longitudinales sont vérifiées au cisaillement pour tous les niveaux.

4.2.3 Vérification à l'ELS

4.2.3.1 Etat limite de compression du béton

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

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A'(y - d)^2]$$

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

Tableau 4.6. Vérification de l'état limite de compression dans les poutres.

Niveau	Poutres	Local	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
RDC et étages courant	P. P	Travée	29,79	13,37	87303,4	4,56	15	Vérifiée
		Appui	-59,93	15,17	110393,8	8,24		Vérifiée
	P. S	Travée	25,13	12,23	62674,1	4,90	15	Vérifiée
		Appui	-37,41	13,84	78747,9	6,57		Vérifiée

Terrasse inaccessible	P. P	Travée	47,91	12,88	81406,3	7,58	15	Vérifiée
		Appui	-52,06	12,88	81406,3	8,23		Vérifiée
	P. S	Travée	39,79	11,79	58540,1	8,01	15	Vérifiée
		Appui	-28,90	10,06	43539,5	6,68		Vérifiée

4.2.3.2 Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d’après le **BAEL 91** et le **CBA 93** la vérification à l’flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{cases}$$

Tableau 4.7. Vérification de l’état limite de déformation dans les poutres.

Niveau	Poutres	L(m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
RDC et étages courant	P. P	5,30	7,57	0,076 > 0,063	0,076 > 0,075	0,0068 < 0,011
	P. S	4,20	7,57	0,083 > 0,063	0,083 > 0,075	0,0078 < 0,011
Terrasse inaccessible	P. P	5,30	6,88	0,076 > 0,063	0,076 > 0,075	0,0062 < 0,011
	P. S	4,20	6,88	0,083 > 0,063	0,083 > 0,075	0,0071 < 0,011

N.B : les conditions de l’état limite de déformation sont vérifiées donc pas besoin de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage des poutres Annexe 9

4.3 Étude des poteaux

4.3.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 dans l’ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : (N_{max} → M_{corr})
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : (N_{min} → M_{corr})

3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

Vérification des recommandation de l'RPA

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

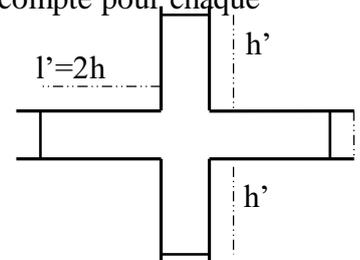


Figure 4.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 4.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	70×70	39,2	196	294
1	65×65	33,8	169	253,5
2-3	60×60	28,8	144	216
4-5	55×55	24,2	121	181,5
6-7	50×50	20	100	150
8-9	45×45	16,2	81	121,5
10-11	40×40	12,8	64	96
12-13	35×35	9,80	49	73,5

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement 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, et 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 > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4.3.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations sont tirées a du logiciel **ETABS2016** à partir des combinaisons les plus défavorables.

Tableau 4.9. Sollicitation dans les différents poteaux.

Niveau	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	3223,035	18,207	124,197	46,549	142,725	1631,212	125,23
Etage 1	2917,744	1,4178	177,328	15,911	127,335	1459,547	104,41
Etage 2-3	2644,819	15,993	225,956	8,841	104,296	2239,479	101,90
Etage 4-5	2136,238	22,654	233,827	5,365	92,978	1182,019	92,986
Etage 6-7	1660,301	25,349	174,739	4,131	81,410	1119,01	78,554
Etage 8-9	1212,581	24,526	103,788	2,814	72,393	548,674	65,931
Etage 10-11	834,578	11,111	39,974	1,550	59,676	350,512	56,678
Etage 12-13	549,429	10,825	-20,219	0,703	45,164	185,047	30,989

4.3.3 Calcul du ferrailage

Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

Fissuration peu préjudiciable ($e = 3$ cm).

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant le **BAEL 91 modifié en 99**.

Exemple de calcul

Nous présentons l'exemple de calcul du poteau de RDC et le reste des résultats de ferrailage sera exposé dans un tableau

Soit : $N_{\max} = 3223,03$ KN ; $M_{\text{corrs}} = 18,207$ KN.m , Sous (ELU)

$b = 70$ cm ; $h = 70$ cm ; $d = 67$ cm ;

Situation $\gamma_b = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$ $f_{bu} = 14,2$ MPa

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,005 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,049 \text{ MN.m}$$

$$N_U (d - d') - M_{UA} = 1,0137 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 1,47 \text{ MN.m}$$

$1,52 > 0,841$ Donc le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1049 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,70 \times 0,67^2} = 0,235 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,235} \right] = 0,340$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,67(1 - 0,4 \times 0,340) = 0,578 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 348$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{1049 \times 10^{-3}}{0,578 \times 348} = 52,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 52,08 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{3223,03 \times 10^{-3}}{348} = 52,08 - 92,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -40,53 \text{ cm}^2$$

Donc en prend $A=0$

Tableau 4.10. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveaux	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.M)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{CAC} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Chois des barres
RDC	70×70	N ^{max} → M ^{corr}	3223,03	18,207	125,32	ELU	SPC	0	39,2	8HA20+
		N ^{min} → M ^{corr}	-124,197	46,549		ELUA	SET	3,36		8HA16=
		M ^{max} → N ^{corr}	1631,21	142,725		ELUA	SPC	0		41,20
Etage 1	65×65	N ^{max} → M ^{corr}	2917,74	1,4178	104,41	ELU	SPC	0	33,8	4HA20+
		N ^{min} → M ^{corr}	177,328	15,911		ELUA	SPC	0		12HA16
		M ^{max} → N ^{corr}	1459,54	127,335		ELUA	SPC	0		=36,7
Etage 2-3	60×60	N ^{max} → M ^{corr}	2644,81	15,993	101,91	ELU	SPC	0	28,8	12HA16
		N ^{min} → M ^{corr}	225,956	8,841		ELUA	SPC	0		+4HA14
		M ^{max} → N ^{corr}	2239,47	104,296		ELUA	SPC	0		=30,29
Etage 4-5	55×55	N ^{max} → M ^{corr}	2136,23	22,654	92,986	ELU	SPC	0	24,2	16HA14
		N ^{min} → M ^{corr}	233,827	5,365		ELUA	SPC	0		=
		M ^{max} → N ^{corr}	1182,02	92,978		ELUA	SPC	0		24,63
Etage 6-7	50×50	N ^{max} → M ^{corr}	1660,30	25,349	78,554	ELU	SPC	0	20	8HA14+
		N ^{min} → M ^{corr}	174,739	4,131		ELUA	SPC	0		8HA12
		M ^{max} → N ^{corr}	1119,01	81,410		ELUA	SPC	0		=21,37
Etage 8-9	45×45	N ^{max} → M ^{corr}	1212,58	24,526	65,931	ELU	SPC	0	16,2	4HA14+
		N ^{min} → M ^{corr}	103,788	2,814		ELUA	SPC	0		12HA12
		M ^{max} → N ^{corr}	548,674	72,393		ELUA	SPC	0		=19,73
Etage 10-11	40×40	N ^{max} → M ^{corr}	834,578	11,111	56,678	ELU	SPC	0	12,8	12HA12
		N ^{min} → M ^{corr}	39,974	1,550		ELUA	SPC	0		=
		M ^{max} → N ^{corr}	350,512	59,676		ELUA	SPC	0		13,57
Etage 12-13	35×35	N ^{max} → M ^{corr}	549,429	10,825	47,36	ELU	SPC	0	9,80	12HA12
		N ^{min} → M ^{corr}	-20,219	0,703		ELUA	SPC	0,31		=
		M ^{max} → N ^{corr}	185,047	45,164		ELUA	SPC	1,35		13,57

Ferraillage transversal

Le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), exige que le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$$

Tableau 4.11. Ferraillage transversal des poteaux.

Niveaux	RDC	Etage1	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7	Etage 8-9	Etage 10-11	Etage 12-13
Sections	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
ϕ_l^{min} (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2
l_f (cm)	287	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2
λ_g	4,1	2,86	3,10	3,38	3,72	4,13	4,65	5,32
V (KN)	125,32	104,41	101,91	92,98	78,554	65,93	56,678	47,36
$st_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$st_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A_t (cm ²)	2,51	2,26	2,37	2,37	2,20	2,06	1,99	1,90
A_t^{min} (cm ²)	5,17	5,36	4,95	4,53	4,12	3,71	3,30	2,88
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	8HA10= 6,32	8HA10= 6,32	8HA10= 6,32		6HA10= 4,71		6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71

4.3.4 Vérifications

Vérifications au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier à 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 : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.12. Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	λ	α	Nu (KN)	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
				Br	Br ^{calc}	
RDC	14,20	0,822	3223,035	0,4624	0,1780	Vérifiée
Etage 1	9,92	0,836	2917,744	0,3969	0,1585	Vérifiée
Etage 2-3	10,75	0,834	2644,819	0,3364	0,1441	Vérifiée
Etage 4-5	11,72	0,831	2136,238	0,2809	0,1168	Vérifiée
Etage 6-7	12,90	0,827	1660,301	0,2304	0,0912	Vérifiée
Etage 8-9	14,33	0,822	1212,581	0,1849	0,0670	Vérifiée
Etage 10-11	16,12	0,815	834,578	0,1444	0,0465	Vérifiée
Etage 12-13	18,42	0,805	549,429	0,1089	0,0310	Vérifiée

N.B : On remarque que $B_r > B_r^{calc}$ dans tous les poteaux donc pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être comme suit :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.13. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
RDC	70×70	287	4,1	0,04	67	125,32	0,267	1	Vérifiée
Etage 1	65×65	186,2	2,26	0,04	62	104,41	0,259	1	Vérifiée
Etage 2-3	60×60	186,2	3,1	0,04	57	101,91	0,297	1	Vérifiée
Etage 4-5	55×55	186,2	3,38	0,04	52	92,98	0,325	1	Vérifiée
Etage 6-7	50×50	186,2	3,72	0,04	47	78,55	0,334	1	Vérifiée
Etage 8-9	45×45	186,2	4,13	0,04	42	65,93	0,348	1	Vérifiée
Etage 10-11	40×40	186,2	4,65	0,04	37	56,68	0,382	1	Vérifiée
Etage 10-11	35×35	186,2	5,32	0,075	32	47,36	0,442	1,875	Vérifiée

N.B : On remarque que τ_{bu} < τ̄_{bu}; dans tous les poteaux donc pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification des contraintes de compression dans le béton

la fissuration est peu nuisible, Donc la vérification se fait uniquement pour la contrainte de compression dans le béton. Nous avons deux cas, pour le RDC, Entre sol et les étages courants du 1 à 9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimée la vérification des contraintes se fera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

S = b × h + 15(A + A') : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

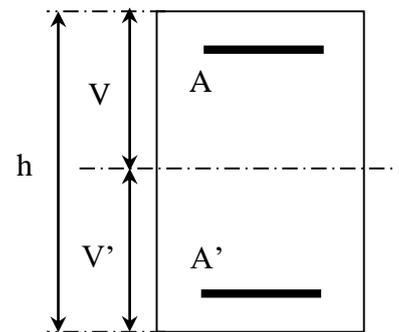


Figure 4.2. Section d'un poteau.

Tableau 4.14. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	RDC	Etage 1	Etages 2-3	Etages 4-5	Etages 4-5	Etages 8-9	Etages 10-11	Etages 12-13
Sections	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
Type de section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
d (cm)	67	62	57	52	47	42	37	32
d' (cm)	3	3	3	3	3	3	3	3
A (cm ²)	41,20	36,7	29,35	24,63	21,37	17,47	13,57	13,57
V (cm)	35	32,2	30	27,5	25	22,5	20	17,5
V' (cm)	35	32,2	30	27,5	25	22,5	20	17,5
I _{yy} (m ⁴)	0,0790	0,0587	0,0423	0,0297	0,0201	0,0131	0,0081	0,0046
S (cm ²)	4900	4225	3600	3025	2500	2025	1600	1125
N _{ser} (MN)	2347,33	2125,10	1929,41	1556,21	1209,80	883,97	611,01	403,91
M _{ser} (MN.m)	42,45	37,92	36,84	32,04	28,63	25,58	26,35	21,78
M _{serG} (MN.m)	42,45	37,92	36,84	32,04	28,63	25,58	26,35	21,78
σ _{bc1} (MPa)	4,66	4,85	5,13	4,92	4,64	4,27	4,10	3,85
σ _{bc2} (MPa)	4,29	4,43	4,61	4,32	3,93	3,39	2,79	2,21
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification de la contrainte du béton :

$$\text{On a: } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$$

Avec :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

$$\Rightarrow \mu_t = 3,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 5,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

N.B : On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans tous les poteaux donc la contrainte dans le béton est vérifiée

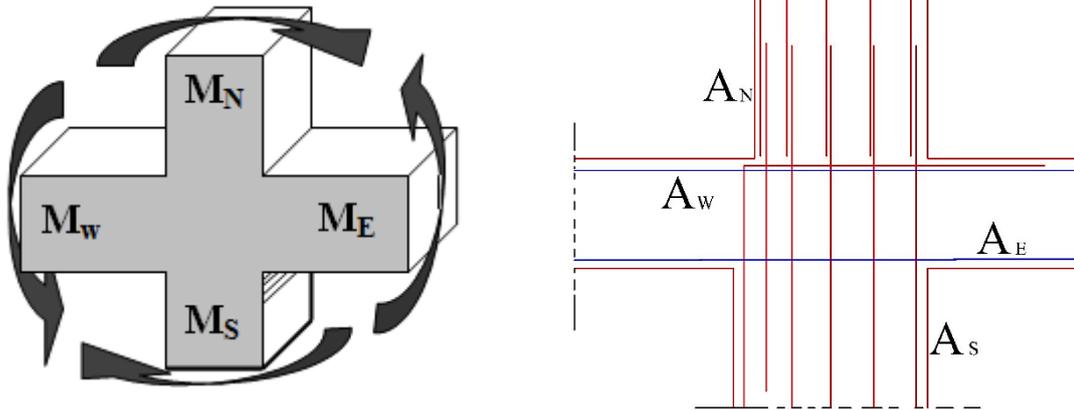
Schéma de ferrailage des poteaux Annexe 10**4.4 Vérification de la zone nodale**

C'est de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement au niveau des nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques apparaissent dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$



Répartition des moments dans la zone nodale.

Les moments résistants dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Tableau 4.15. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	Poteaux	
				A_s (cm ²)/fac	M_R (KN.m)
RDC	70	0,63	400	3HA20+2HA16=13,44	338,68
Etage 1	65	0,585	400	2HA20+3HA16=12,31	288,05
Etages 2-3	60	0,54	400	4HA16+1HA14=9,58	206,92
Etages 4-5	55	0,495	400	5HA14=7,70	152,46
Etages 6-7	50	0,45	400	3HA14+2HA12=6,88	123,84
Etages 8-9	45	0,405	400	2HA14+3HA12=6,47	104,81
Etages 10-11	40	0,36	400	4HA12=4,52	65,088
Etages 12-13	35	0,315	400	4HA12=4,52	56,952

Tableau 4.16. Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
RDC et étages Courant	40	36	400	6,03	6,03	86,83	86,83

Tableau 4.17. Les moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
RDC et étages Courant	35	31,5	400	6,03	6,03	75,97	75,97

Les résultats de la vérification de la zone nodale sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau 4.18. Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre principale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_E	M_W	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	626,74	338,688	965,43	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage1	494,98	288,054	783,04	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage2	413,85	206,928	620,78	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage3	359,39	206,928	569,32	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage4	304,92	152,46	457,38	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage5	276,24	152,46	428,76	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage6	247,68	123,84	371,52	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage7	227,98	123,84	351,82	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage8	209,63	104,814	314,44	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage9	169,90	104,814	274,71	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage10	130,17	65,088	195,26	86,83	86,83	217,075	Non Vérifiée
Etage11	130,17	65,088	195,26	86,83	86,83	217,075	Non Vérifiée
Etage12	113,9	56,952	170,85	86,83	86,83	217,075	Non Vérifiée

Tableau 4.19. Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre secondaire.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	626,74	288,054	854,79	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage1	494,98	206,928	701,91	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage2	413,86	206,928	620,78	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage3	359,39	152,46	511,85	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage4	304,92	152,46	457,38	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage5	276,3	123,84	400,14	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage6	247,68	123,84	371,52	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage7	228,654	104,814	333,47	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage8	209,628	104,814	314,44	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage9	169,90	65,088	234,99	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage10	130,17	65,088	195,26	75,97	75,97	189,925	Non Vérifiée
Etage11	122,04	56,952	178,99	75,97	75,97	189,925	Non Vérifiée
Etage12	113,90	56,952	170,85	75,97	75,97	189,925	Non Vérifiée

Remarque : La zone nodale ne vérifie pas dans les trois étages 10,11 et 12, donc on ajoute la section des armatures de recouvrement dans les deux sens

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_E	M_W	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Etage10	195,54	97,77	293,31	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage11	195,54	97,77	293,31	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage12	171,5	85,55	256,65	86,83	86,83	217,075	Vérifiée

4.5 Etude des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement exigés pour toute structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Selon le **RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a)**, caractérisée par ces dimensions : épaisseur « e », longueur « L » et sa hauteur « h ».

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du RPA99 version 2003

1) 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, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Tel que : 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).

2) Armatures Horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

3) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

Règles communes RPA99 version 2003 (art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est

$$st \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4V_{\max}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.5.1 Sollicitation de calcul

Les sollicitations sont tirées à l'aide du **logiciel ETABS2016** a partir des combinaisons les plus défavorables

Tableau 4.20. Sollicitations dans les voiles.

Niveau	Voiles	N ^{max} → M ^{corr}		N ^{min} → M ^{corr}		M ^{max} → N ^{corr}		V (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	Vx1 et Vx3 et Vx4	1903,94	28,61	256,51	630,32	668,47	1200,61	218,80
	Vx2	1876,17	1130,18	444,03	1102,01	1130,18	1876,17	311,95
	Vy1	1982,87	849,32	98,99	892,78	901,44	226,03	256,64
	Vy2 et Vy3 et Vy4	1965,42	1130,46	100,05	205,29	1140,14	664,46	270,07

Etages1 -2-3-4	Vx1 et Vx3 et Vx4	1705,44	3,15	268,82	126,35	271,54	1365	143,66
	Vx2	1682,52	37,51	576,55	197,63	428,06	1311,33	172,17
	Vy1	1379,6	23,44	342,19	74,71	339,44	647,48	152,21
	Vy2 et Vy3 et Vy4	1644,42	13,95	223,14	150,04	492,08	964,51	151,86
Etages 5-6-7-8	Vx1 et Vx3 et Vx4	1447,87	9,38	205,65	78,51	169,77	1096,92	101,27
	Vx2	1339,95	28,29	321,17	134,31	218,27	1092,88	121,73
	Vy1	1052,73	12,09	213,23	144,45	170,22	881,55	111,68
	Vy2 et Vy3 et Vy4	1364,62	19,35	249,60	119,66	165,11	1157,36	95,22
Etages 9-10-11- 12	Vx1 et Vx3 et Vx4	1001,03	15,68	21,58	91,23	140,04	397,82	115,13
	Vx2	790,41	35,69	243,36	95,57	147,70	612,21	96,89
	Vy1	627,09	93,09	217,31	32,47	110,24	411,07	85,74
	Vy2 et Vy3 et Vy4	854,47	31,60	233,15	53,43	181,28	262,38	110,95

4.5.2 Calcul du ferrailage

4.5.2.1 Armatures verticales

Exemple de calcul

Nous présentons l'exemple de calcul du voile **Vy1** du l'entre sol et le reste des résultats de ferrailage sera présentés dans des tableaux

Tableau 4.21. Sollicitations dans le voile Vx1 du RDC.

Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Vx1	1903,94	28,61	256,51	630,32	668,47	1200,61	218,80

Le calcul du ferrailage se fera à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

Sous la combinaison **(0,8G+Exmax)** avec $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

La section calculée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferrailage choisit est le plus défavorable entre les deux sections

Données :

$$l = 1,5 \text{ m} ; e = 0,25 \text{ m} ; d = 1,45 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m.}$$

$$N_{\min} = 256,51 \text{ KN (traction)} ; M_{\text{cor}} = 630,32 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Avec ; } y = \frac{l}{2} = 0,75 \text{ m} ; I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,25 \times 1,5^3}{12} = 0,0703 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{max} = 7,407 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma_{min} = -6,039 \text{ MPa} < 0 \end{cases}$$

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 630,32 + 256,51 \times \left(1,45 - \frac{1,5}{2}\right) = 809,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{809,87 \times 10^{-3}}{0,2 \times (1,45)^2 \times 18,48} = 0,104$$

$$\mu_{bu} = 0,104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Armatures comprimées)}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0,137$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,37 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{809,87 \times 10^{-3}}{1,37 \times 400} = 14,77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 14,77 \times 10^{-4} - \frac{256,51 \times 10^{-3}}{400} = 8,36 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/2003**, on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 25 \times 150 = 5,625 \text{ cm}^2$

4) Armatures minimales dans la zone tendue

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

Longueur de la partie tendue l_t

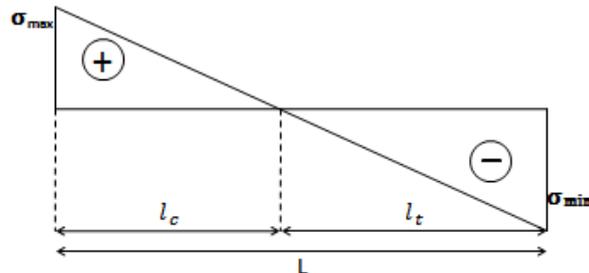


Figure 4.3. Schéma des contraintes.

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{6,039 \times 1,5}{(7,407 + 6,039)} = 0,67 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,25 \times 0,67 = 3,35 \text{ cm}^2$$

5) Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1,5 - 2 \times 0,67 \Rightarrow l_c = 0,16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{courante} = 0,4 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales

Avec - $st = 6 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $st = 14 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

6) Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 218,80 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times st}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_{max}}{e \times d} = \frac{1,4 \times 218,80 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,45} = 0,845 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$st \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$ On fixe : $st = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_h = \frac{0,845 \times 0,25 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,32 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = \frac{0,4 \cdot b \cdot st}{f_e} = 0,5 \text{ cm}^2$$

7) Choix des barres**Armatures verticales**

En zone tendu $A^{ZT} = 9,24 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{ZC} = \text{cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$$A_h = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Tableau 4.22. Ferrailage des voiles Vx1-V3-V4.

Voiles Vx1-Vx3-Vx4				
Section	RDC	Etage 1-2-3-4	Etage 5-6-7-8	Etage 9-10-11-12
l(m)	1,5	1,5	1,5	1,5
e (cm)	25	20	20	20
d (m)	1,45	1,45	1,45	1,45
N(KN)	256,51	268,82	205,65	397,82
M (KN.m)	630,32	126,35	78,51	140,04
V(KN)	218,80	143,66	101,27	115,1
I(m⁴)	0,0703	0,0562	0,0562	0,0562
y(m)	0,75	0,75	0,75	0,75
σ_1 (MPa)	7,40	2,58	1,73	3,19
σ_2 (MPa)	-6,03	-0,78	-0,35	-0,54
τ (MPa)	0,845	0,693	0,488	0,555
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm²)	8,36	0	0	0
A^{min} (cm²)	5,625	4,50	4,50	4,50
l_t (m)	0,67	0,34	0,25	0,21
l_c (m)	0,16	0,81	1,0	1,08
A_{tendu}^{min} (cm²)	3,36	1,39	1,00	0,86

$A_{courant}^{min} (cm^2)$	0,38	1,6	2,00	2,13
$st (cm)$	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$	4HA12+6HA10	6HA10+4HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,32	0,77	0,54	0,61
$A_h^{min} (cm^2)$	0,5	0,40	0,40	0,40
$st (cm)$	20	20	20	20
$A_{/face}^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 4.23. Ferrailage des voiles Vx2

Voiles Vx2				
Section	RDC	Etages 1-2-3-4	Etages 5-6-7-8	Etages 9-10-11-12
$l(m)$	2	2	2	2
$e (cm)$	25	20	20	20
$d (m)$	1,95	1,95	1,95	1,95
$N(KN)$	444,03	576,55	321,17	243,36
$M (KN.m)$	1102,01	197,63	134,31	95,57
$V(KN)$	311,95	172,17	121,73	96,89
$I(m^4)$	0,167	0,133	0,133	0,133
$y(m)$	1	1	1	1
$\sigma_1 (MPa)$	7,5	2,92	1,91	1,32
$\sigma_2 (MPa)$	-5,72	-0,04	-0,20	-0,1
$\tau (MPa)$	0,89	0,61	0,43	0,34
$\bar{\tau} (MPa)$	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	9,36	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	7,5	6	6	6
$l_t (m)$	0,86	0,027	0,18	0,14
$l_c (m)$	0,27	1,95	1,62	1,71
$A_{tendu}^{min} (cm^2)$	4,32	0,11	0,76	0,56
$A_{courant}^{min} (cm^2)$	0,67	3,89	3,24	3,43
$st (cm)$	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$	6HA12+5HA10	6HA10+5HA8	6HA10+5HA8	6HA10+5HA8
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,24	0,68	0,48	0,38
$A_h^{min} (cm^2)$	0,5	0,4	0,4	0,4
$st (cm)$	20	20	20	20
$A_{/face}^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 4.24. Ferrailage des voiles Vy1

Voiles Vy1				
Section	RDC	Etages 1-2-3-4	Etages 5-6-7-8	Etages 9-10-11-12
$l(m)$	1,5	1,5	1,5	1,5

e (cm)	25	20	20	20
d (m)	1,45	1,45	1,45	1,45
N(KN)	226,03	342,19	881,55	411,07
M (KN.m)	901,44	74,71	170,22	110,24
V(KN)	256,64	152,21	111,68	85,74
I(m⁴)	0,0703	0,0562	0,0562	0,0562
y(m)	0,75	0,75	0,75	0,75
σ_1 (MPa)	10,21	2,13	5,2	2,83
σ_2 (MPa)	-9,01	0,14	0,67	-0,1
τ (MPa)	0,99	0,73	0,53	0,41
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	13,74	0	0	0
A^{min}(cm²)	5,625	4,5	4,5	4,5
l_t (m)	0,70	0,09	0,17	0,05
l_c (m)	0,09	1,31	1,15	1,39
A^{min}_{tendu} (cm²)	3,51	0,37	0,68	0,20
A^{min}_{courant} (cm²)	0,23	2,62	2,31	2,8
st (cm)	20	20	20	20
A_v^{adopté}	6HA14+5HA12	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8
A_h^{cal}(cm²)	1,37	0,81	0,59	0,45
A_h^{min}(cm²)	0,5	0,4	0,4	0,4
st (cm)	20	20	20	20
A_{face}^{adopté}	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau 4.25. Ferrailage des voiles Vy2-Vy3-Vy4

Voiles Vy2-Vy3-Vy4				
Section	RDC	Etages 1-2-3-4	Etages 5-6-7-8	Etages 9-10-11-12
l(m)	2	2	2	2
e (cm)	25	20	20	20
d (m)	1,95	1,95	1,95	1,95
N(KN)	100,05	223,14	249,60	262,38
M (KN.m)	205,29	150,04	119,66	181,28
V(KN)	270,07	151,86	95,22	110,951,
I(m⁴)	0,167	0,133	0,133	0,133
y(m)	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	1,43	1,68	1,52	2,01
σ_2 (MPa)	-1,03	-0,56	-0,27	-0,7
τ (MPa)	0,77	0,54	0,34	0,39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	1,37	0	0	0
A^{min}(cm²)	7,5	6	6	6
l_t (m)	0,83	0,5	0,30	0,51
l_c (m)	0,32	1	1,39	0,96

$A_{tendu}^{min} (cm^2)$	4,18	2	1,20	2,06
$A_{courant}^{min} (cm^2)$	0,81	2	2,80	1,93
$st (cm)$	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$	8HA10+3HA8	4HA10+9HA8	6HA10+5HA8	6HA10+5HA8
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,07	0,60	0,37	0,44
$A_h^{min} (cm^2)$	0,5	0,4	0,4	0,4
$st (cm)$	20	20	20	20
$A_{/face}^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Schéma de ferrailage des voiles Annexe 11

CHAPITRE 5

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

5.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

5.1.1 Les différents types de fondations

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (pieux et puits) devront être réalisées.

5.1.2 Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol ;

La charge à transmettre au sol ;

La dimension des trames ;

La profondeur d'ancrage.

Pour le choix du type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées ;

Les semelles filantes ;

Le radier général.

Et enfin, on opte pour le choix qui convient à la structure et au sol.

5.2 Etude des fondations

5.2.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003** (Art 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E & ELU \\ 0.8G \pm E & ELS \end{cases}$$

5.2.2 Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS 2016**

$$N_{ser} = 2347,33KN$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 3,14 bars$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a}b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a et b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,7}{0,7} \times \frac{2347,33}{314}} \Rightarrow B \geq 2,73 m$$

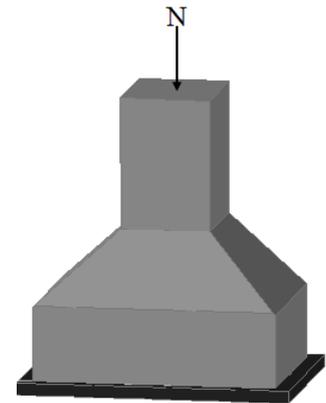


Figure 5.0.1. Semelle isolée.

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 1,3 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

5.2.3 Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour déduire les efforts normaux situés sous les files des portiques.

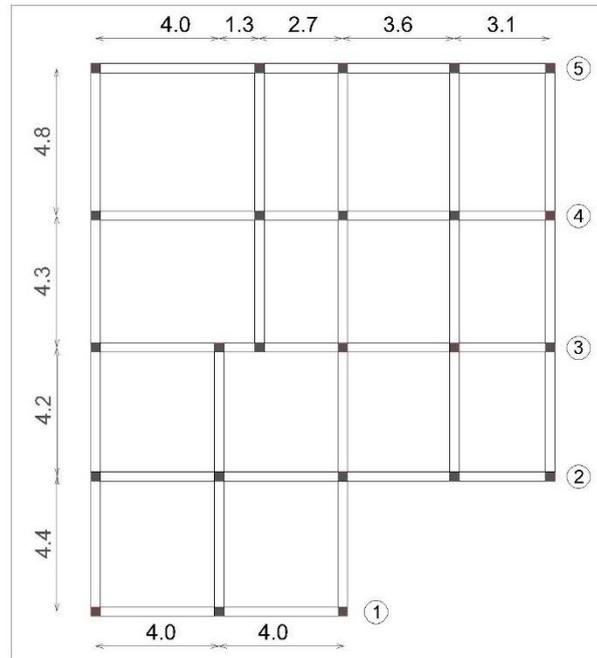


Figure 5.0.2. Schéma des différentes files des semelle filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.1. Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	1	2	3	4	5
La somme des efforts totale max	3731,12	9590,12	9381,95	8636,90	7345,61

D'après les résultats du tableau précédent on constate que la file numéro ② est la plus sollicitée.

$$N_{\text{total}} = 9590,12 \text{ KN}$$

$$\text{Données : } L = 15 \text{ m ; } N = 9590,12 \text{ KN ; } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3,14 \text{ KPa}$$

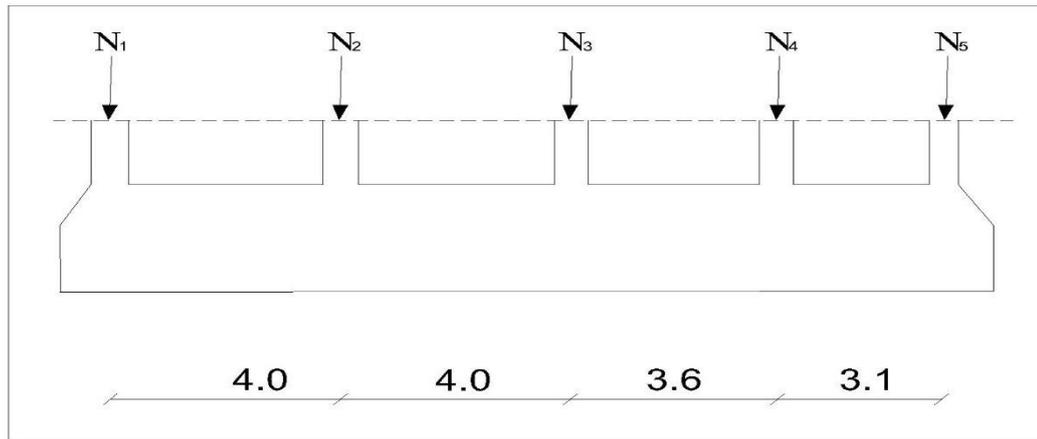


Figure 5.0.3. Schéma d'une semelle filants

5.2.4 Calcul de la largeur B

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{SOL} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{SOL} \times L} = 2,03m \Rightarrow \text{il y'a un risque de chevauchement entre les semelles.}$$

5.2.5 Calcul de la hauteur total de la semelle

$$H \geq \frac{B - b}{4} + 0,05$$

$$\Rightarrow H = 60\text{cm}$$

5.2.6 Calcul de la surface de la semelle

N_s : Le poids estimé de la semelle.

La surface totale des semelles se calcule par la formule suivante :

$$S_s = \frac{\sum N_i}{\sigma_{SOL}} = \frac{9590,12}{314} = 30,54m^2$$

5.2.7 Vérification de la contrainte

$$N_s = [(S_s \times H) + (5 \times a \times b)] \times \delta_b$$

$$N_s = [(30,54 \times 0,6) + (5 \times 0,7 \times 0,7)] \times 25$$

$$\Rightarrow N_s = 519,35\text{KN}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{\sum N_i + N_s}{S_s} = \frac{9590,12 + 519,35}{30,45}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 332\text{KPa} \geq 314\text{KPa} \Rightarrow \text{alors on opte pour un radier.}$$

5.3 Etude d'un Radier

Le radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

5.3.1.1 Pré dimensionnement

Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\max}}{9} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 5,3$ m).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{530}{20} = 26,50 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{530}{9} = 58,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition de rigidité

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m³).

On a d'après la bibliographie (A.GREKOW et al 1964 ; A.FUENTES 1983)

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Soit :

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5,3)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0,785 \text{ m} = 80 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 130$ cm

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,216 \times 10^7 \times (1,3)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,74 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,3 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 3,74 = 5,87 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5.3.1.2 Calcul de la surface du radier

On a: $N = 48257,78 \text{ KN}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{48257,57}{658} = 73,34 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 230,7 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 90 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 238,5 \text{ m}^2 \end{cases}$$

5.3.2 Vérifications diverses

5.3.2.1 Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,658 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = 48257,57 \text{ KN}$

$$P_{\text{rad}} = h_{\text{rad}} \times S_{\text{rad}} \times \gamma_b = 0,4 \times 238,5 \times 25 = 2385 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{pot}} \times h_t \times L_{\text{ner}} \times \gamma_b = 0,7 \times 1,3 \times 148,6 \times 25 = 2340,45 \text{ KN}$$

Avec : $N = N_s + N_{\text{rad}} = 48257,57 + 2385 + 2340,45 = 52983,02 \text{ KN}$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 5655,6 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 6,95 \text{ m} \\ I_y = 4330,8 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9,88 \text{ m} \end{cases}$$

M_x et M_y : Moments sismiques a la base, et sont donnée par le logiciel **ETABS2016** :

$$\begin{cases} M_x = 36,026 \text{ MN.m} \\ M_y = 38,40 \text{ MN.m} \end{cases}$$

5.3.2.2 Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{52,983}{238,5} + \frac{36,026}{5655,6} \times 9,88 = 0,285 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{51,983}{238,5} - \frac{36,026}{5655,6} \times 9,88 = 0,159 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,285 + 0,159}{4} = 0,253 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,658 \text{ MPa}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{52,983}{238,5} + \frac{38,40}{4330,8} \times 6,95 = 0,283 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{52,983}{238,5} - \frac{38,40}{4330,8} \times 6,95 = 0,160 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,280 + 0,160}{4} = 0,252 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,658 \text{ MPa}$$

Remarque

Les contraintes dans le sol sont vérifiées dans les deux sens.

5.3.2.3 Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{52983,02 \times 5,3}{2 \times 238,5} = 588,7 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{588,7 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,235 \text{ m}$$

On prend : $d = 35 \text{ cm}$

5.3.2.4 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

N_d : effort normal.

h_t : hauteur totale de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70×70) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$\{A = a + h_t = 0,70 + 1,30 = 2 \text{ m}$$

$$\{B = b + h_t = 0,70 + 1,30 = 2 \text{ m}$$

Soit : $U_c = 6,4 \text{ m}$ et $N_d = 3223,023 \text{ KN}$

$$N_d = 3,223 \text{ MN} < 0,045 \times 6,4 \times 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 7,8 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

On remarque, qu'il n'y pas risque de poinçonnement.

On prend ; $h_t = 1,30 \text{ m}$.

5.3.2.5 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1,15$)

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 1,8 \text{ m}$)

Remarque : L'encrage donne par le rapport du sol est 1,8 m mais la vérification de la pousse hydraulique sera faite pour $D=4,5 \text{ m}$.

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 238,5 \text{ m}^2$)

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$\Rightarrow N = 51606,52 \text{ KN} \geq 1,15 \times 4,5 \times 238,5 \times 10 = 12342,27 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

5.3.2.6 Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Art 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{38,40}{51,942} = 0,73 < \frac{18}{4} = 4,5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{36,026}{51,942} = 0,69 < \frac{15}{4} = 3,75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

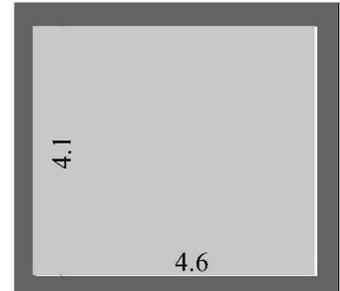


Figure 5.0.4. Le panneau le plus sollicité.

5.3.3 Ferrailage du radier

5.3.3.1 Calcul des sollicitations

On a :

$$N_u = 66036 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = 2385 \text{ KN}$$

$$P_{ner} = 2340,45 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_u = 66036 + 1,35(2385 + 2340,45) = 72415,37 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{72415,37}{238,5} = 303,62 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 4,1 \text{ m} \\ l_y = 4,6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0,89 > 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0466 \times 303,6 \times 4,1^2 = 237,84 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,7635 \times 237,84 = 181,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 237,84 = 178,38 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 181,59 = 136,17 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 237,84 = -118,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b×h) = (1×0.40) m².

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	178,38	15,48	3,37	16,08	8HA16	11
	y-y	136,17	11,66	3,2	12,06	6HA16	15
Appui		118,92	10,12	3,37	12,32	8HA14	11

Condition de non fragilité

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0,89 > 0,4 \\ e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,89}{2}\right) \times 0,4 \times 1 = 2,57 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0,0008 \times 1 \times 0,4 = 3,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

A l'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_x = \frac{q \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_y = \frac{q \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_x = \frac{303,62 \times 4,1}{2} \times \frac{4,6^4}{4,1^4 + 4,6^4} = 381,5 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{303,62 \times 4,6}{2} \times \frac{4,1^4}{4,1^4 + 4,6^4} = 270,19 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\delta_b}$$

$$\tau_u = \frac{381,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc on n'a pas besoin d'armatures transversales

A l'ELS:

On a: $N = N_{sre} + P_{rad} + P_{ner}$

Donc :

$$N = 48257,57 + 2385 + 2340,45 = 52983,02 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Q_{ser} = \frac{N}{s_{rad}} = \frac{52983,02}{238,5} = 222,15 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatiques

On a : $\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 196,58 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 164,30 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 150,39 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 125,7 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -100,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5.3.3.2 Vérification des contraintes

Tableau 5.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	
Travée	x-x	150,39	10,80	183246	8,87 < 15	Vérifiée	297,87 > 201,63	N. vérifiée
	y-y	125,7	9,59	146200	8,24 < 15	Vérifiée	327,72 > 201,63	N. vérifiée
Appui	100,26	9,67	148710	6,52 < 15	Vérifiée	256,00 > 201,63	N. vérifiée	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau 5.4. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	150,39	6,00	0,407	24,65	25,13	8HA20	11
	y-y	125,7	5,00	0,377	19,94	21,99	7HA20	14
Appui		100,26	4,00	0,338	15,68	16,08	8HA16	11

Tableau 5.5. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	150,39	12,91	255662	194,95 < 201,63	Vérifiée
	y-y	125,7	12,25	231993	184,89 < 201,63	Vérifiée
Appui		100,26	10,80	183246	198,58 < 201,63	Vérifiée

Schéma de ferrailage du radier Annexe 12

5.4 Etude des nervures

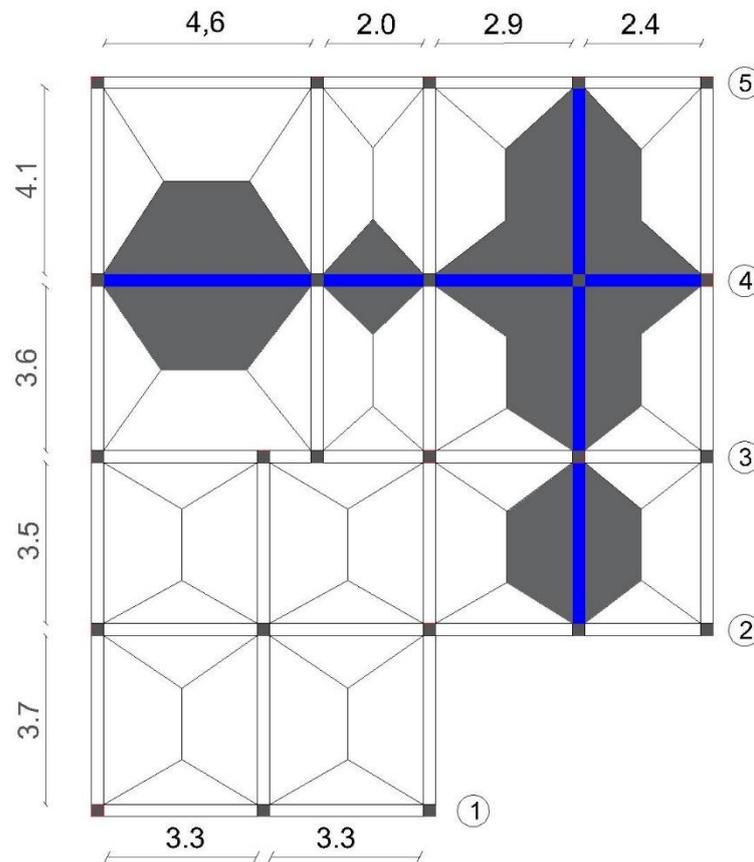


Figure 5.0.5. Schéma des lignes de ruptures.

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

5.4.1 Méthode de calcul

Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

5.4.2 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures

Sens X-X :

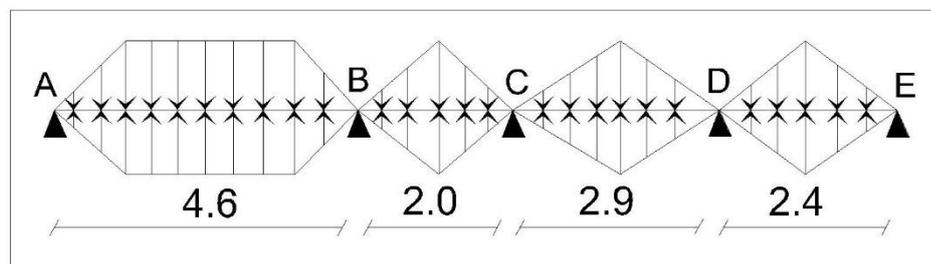


Figure 5.0.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens X-X.

Sens Y-Y :

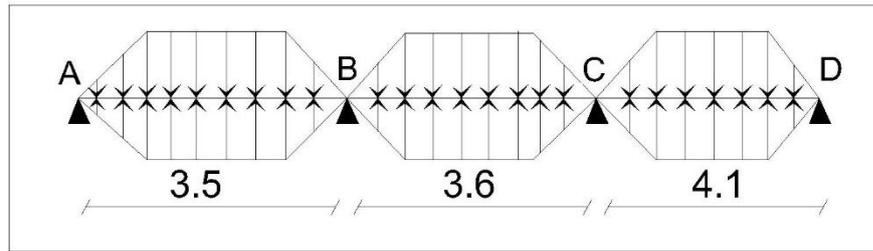


Figure 5.0.7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens Y-Y

5.4.3 Calcul de chargement

Détermination de P_u et P_s

On a :

$$N_u = 66036 + 1,35(2385 + 2340,45) = 72415,37 \text{ KN/m}$$

$$N_s = 48257,57 + 2385 + 2340,45 = 52983,02 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{72415,37}{238,5} = 303,62 \quad , \quad Q_{ser} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{52983,02}{238,5} = 222,15 \text{ KN}$$

Sens X-X :

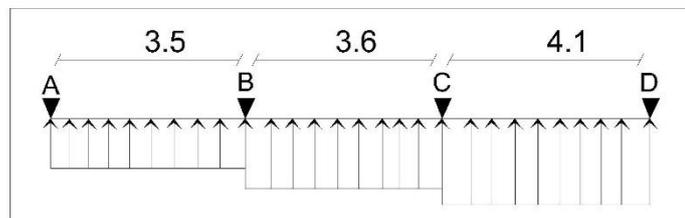


Figure 5.0.8. Schéma statique de la nervure selon X-X.

Sens Y-Y :

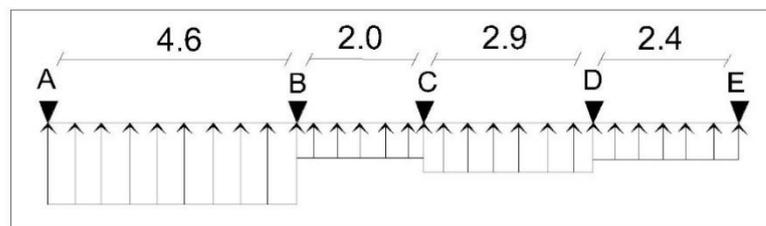


Figure 5.0.9. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.

Exemple de calcul

Travée BC :

Sens Y-Y

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{303,62}{2} \left[\left(1 - \frac{(0,89)^2}{3}\right) \times 4,1 + \left(1 - \frac{(0,78)^2}{3}\right) \times 3,6 \right] \\ q_m^s = \frac{222,15}{2} \left[\left(1 - \frac{(0,89)^2}{3}\right) \times 4,1 + \left(1 - \frac{(0,78)^2}{3}\right) \times 3,6 \right] \\ q_v = \frac{303,62}{2} \left[\left(1 - \frac{0,89}{2}\right) \times 4,1 + \left(1 - \frac{0,78}{2}\right) \times 3,6 \right] \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 893,76 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 653,94 \text{ KN/m} \\ q_v = 678,82 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. Les chargements sur les nervures sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
q_m^u (KN/m)	893,76	404,82	586,99	485,7
q_m^s (KN/m)	653,94	296,2	429,49	355,34
q_v (KN/m)	678,82	303,62	440,24	364,34

Tableau 5.7. Les chargements sur les nervures sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée BC
q_m^u (KN/m)	649,76	655,4	691,8
q_m^s (KN/m)	475,41	479,54	506,19
q_v (KN/m)	500,2	506,01	544,85

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 0.8. Sollicitation dans les nervures 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	5,30	893,76	0	-2160,75	2,19	3045,06	2150	1960,4	-1890,43
	BC	2,70	404,82	-2160,75	-422,54	2,94	-144,19	-410,67	1191,03	98,020
	CD	3,60	586,99	-422,54	-470,37	2,00	939,19	751,39	1173,95	-939,21
	DE	3,10	485,7	-470,37	0	1,55	583,45	583,45	583,45	-752,84
Y-Y	AB	4,20	649,76	0	-1152,13	1,68	1374,82	914,56	1090,18	-1638,81
	BC	4,30	655,4	-1152,13	-1064,18	2,18	1514,47	406,96	1429,59	-1388,66
	CD	4,8	691,8	-1064,18	0	2,72	1959,86	1495,82	1300,02	-1438,62

Tableau 0.9 . Sollicitation dans les nervures 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	5,30	653,94	0	-1582,43	2,19	2227,99	1573,09
	BC	2,70	296,2	-1582,43	-309,16	2,94	-105,49	-300,48
	CD	3,60	429,49	-309,16	410,22	2,00	504,35	372,91
	DE	3,10	355,34	-410,22	0	1,55	575,97	575,97
Y-Y	AB	4,20	475,41	0	-842,98	1,68	1005,91	669,19
	BC	4,30	479,54	-842,98	-1077,78	2,18	1105,22	150,97
	CD	4,8	506,19	-1077,78	0	2,72	1408,01	986,66

5.4.4 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b selon les deux sens

Données :

$$\begin{cases} ht = 1,30 \text{ m} ; h_0 = 0,4 \text{ m} \\ d = 1,25 \text{ m} \end{cases}$$

On a :

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

Sens X-X : $b_0 = 0,70 \text{ m}$

$$\frac{b-0,70}{2} \leq \min\left(\frac{4,6}{2}; \frac{3,4}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0,70}{2} \leq \min(2,30; 0,34) = 0,34 \text{ m}$$

Donc : $b = 1,35 \text{ m} = 135 \text{ cm}$

Sens Y-Y : $b_0 = 0,70 \text{ m}$

$$\frac{b-0,60}{2} \leq \min\left(\frac{4,1}{2}; \frac{2,7}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0,60}{2} \leq \min(2,05; 0,27) = 0,27 \text{ m}$$

Donc : $b = 1,20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 0.10. Calcul de ferrailages des nervures.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	2150	52,08	20,37	53,21	7HA25+6HA20
	Appui	-2160,75	52,36	20,37	53,21	7HA25+6HA20
Y-Y	Travée	1495,82	35,63	18,11	38,07	7HA20+8HA16
	Appui	-1077,78	25,41	18,11	28,02	7HA20+3HA16

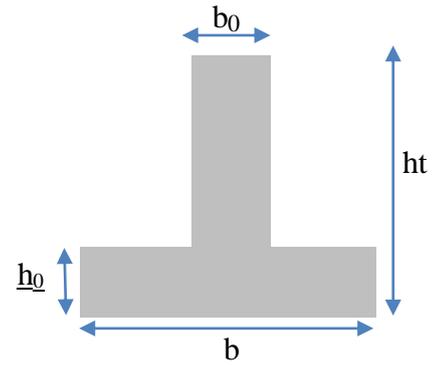


Figure 5.0.10. Schéma des nervures.

5.4.5 Vérification nécessaire

Vérification au cisaillement

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{1960,4 \times 10^{-3}}{0,70 \times 1,25} = 2,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{1638,81 \times 10^{-3}}{0,70 \times 1,25} = 1,87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{1960,4 \times \frac{1,35 - 0,70}{2} \times 10^{-3}}{0,9 \times 1,25 \times 1,35 \times 0,4} = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{1638,81 \times \frac{1,25 - 0,70}{2} \times 10^{-3}}{0,9 \times 1,25 \times 1,25 \times 0,4} = 0,8 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes à L'ELS

Tableau 5.11. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
x-x	Travée	1573,09	31,38	4953186	9,94 < 15	vérifiée	254,75 > 201,63	N.vérifiée
	Appui	1582,43	31,38	4953186	9,42 < 15	vérifiée	241,55 > 201,63	N.vérifiée
y-y	Travée	986,66	28,92	4253855	9,08 < 15	vérifiée	264,26 > 201,63	N.vérifiée
	Appui	1077,78	23,76	2936501,07	9,07 < 15	vérifiée	375,10 > 201,63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau 5.12. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	Travée	1573,09	4,00	0,323	69,94	77,7	6HA32+6HA25
	Appui	1582,43	4,02	0,323	70,36	77,7	6HA32+6HA25
y-y	Travée	986,66	3,00	0,268	41,98	42,02	6HA25+4HA20
	Appui	1077,78	3,01	0,282	47,20	48,30	6HA25+6HA20

5.4.6 Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 25,71 \text{ mm, alors, } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \leq 72,46 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]} \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

5.4.7 Les armatures de peau

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de l_o

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, A_p = 3 × 0,95 ml = 2,85 cm².

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

Schéma de ferrailage des nervures Annexe 13

CONCLUSION

GENERALE

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel ETABS 2016, Et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus

Pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et limiter les effets de torsion (moment de torsion), il faut essayer de rapprocher dans la mesure du possible le centre de torsion du centre de gravité de la structure (réduire l'excentricité), on a donc testés plusieurs dispositions de voiles dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).*
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.*
- La modélisation des escaliers augmente davantage la période de vibration dans notre cas .*
- La résistance et l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.*

-Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe-feu et l'isolation phonique.

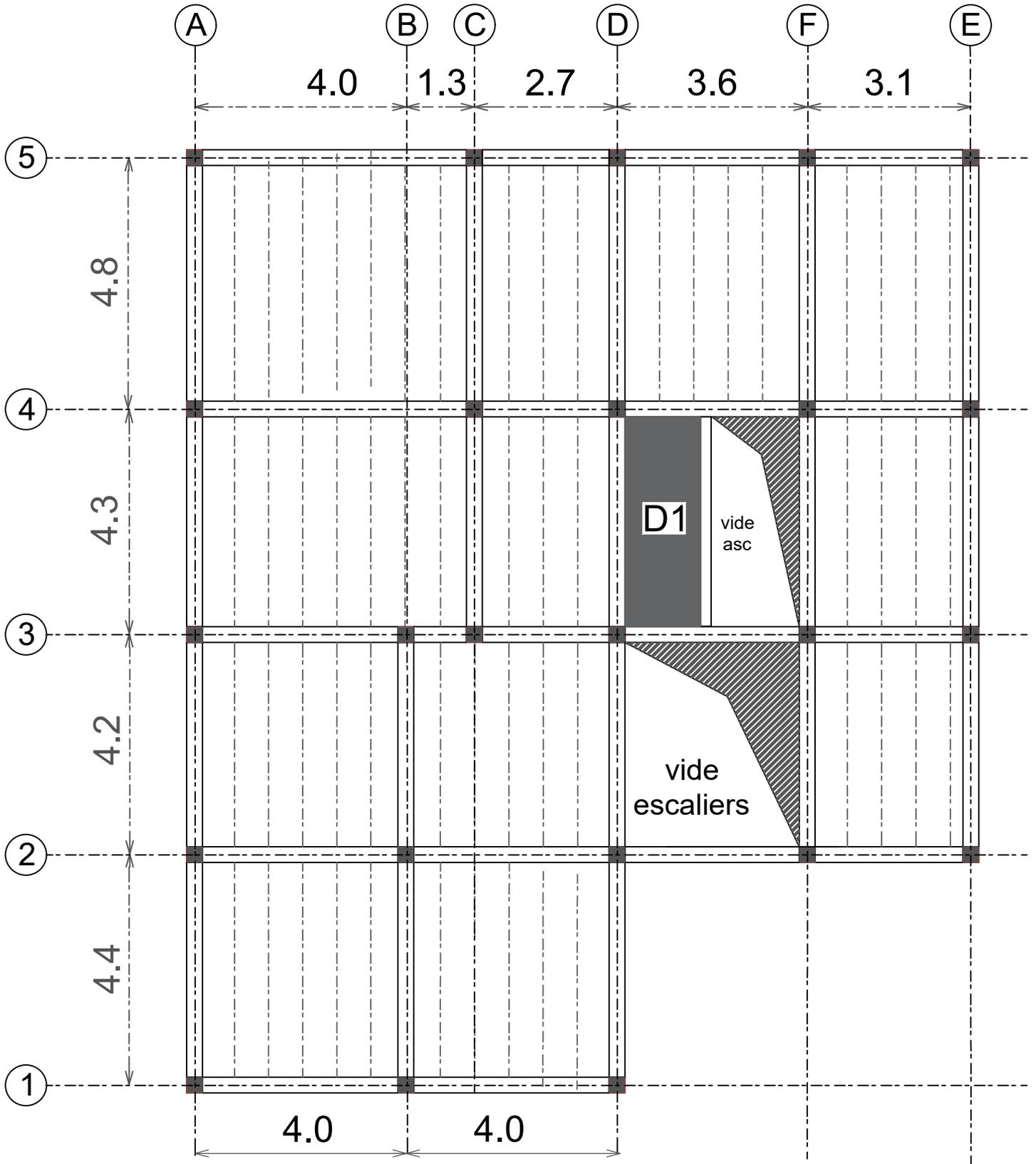
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé

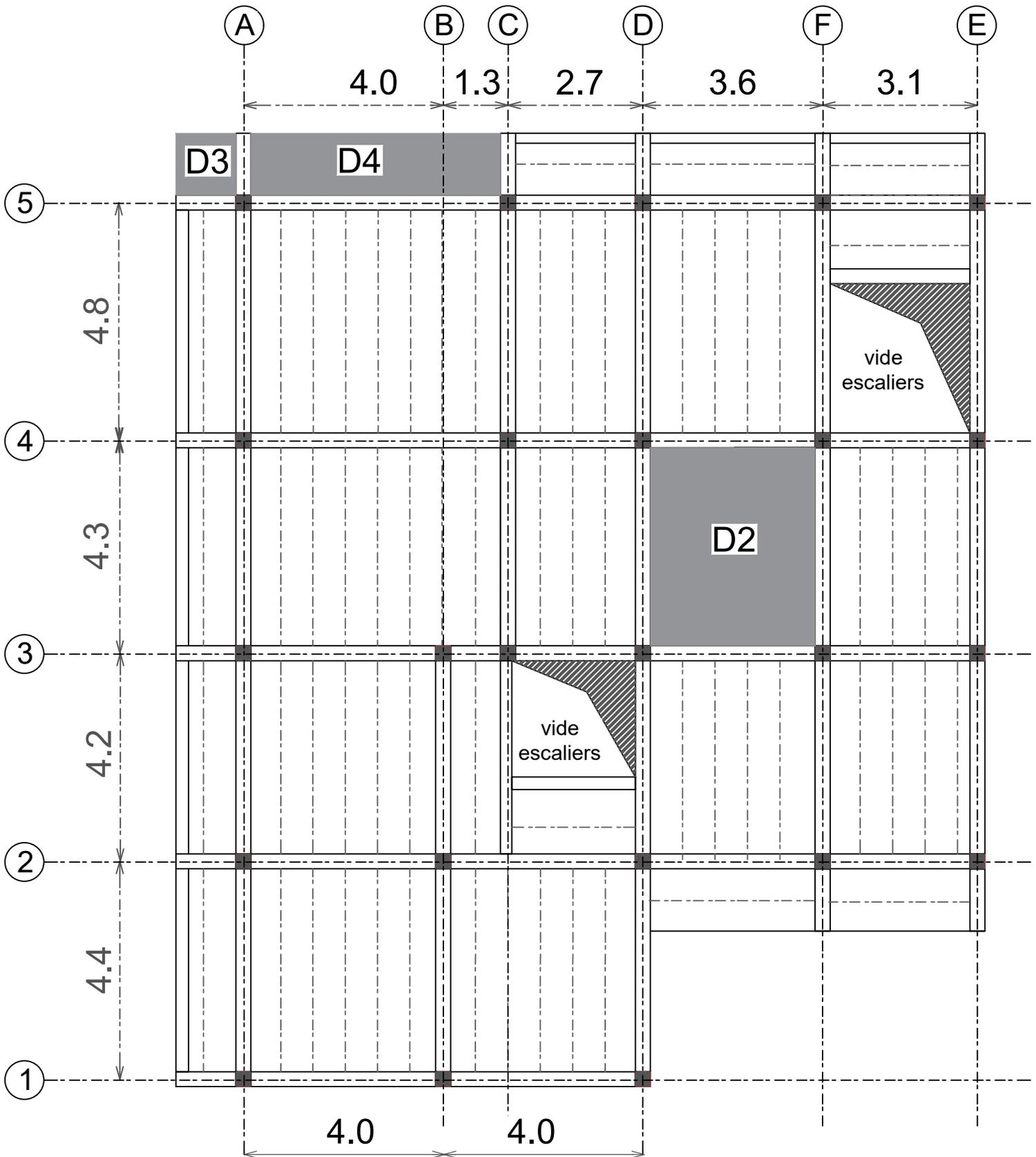
Annexe : 1

Plans de disposition
des poutrelles,
et dalle pleines.

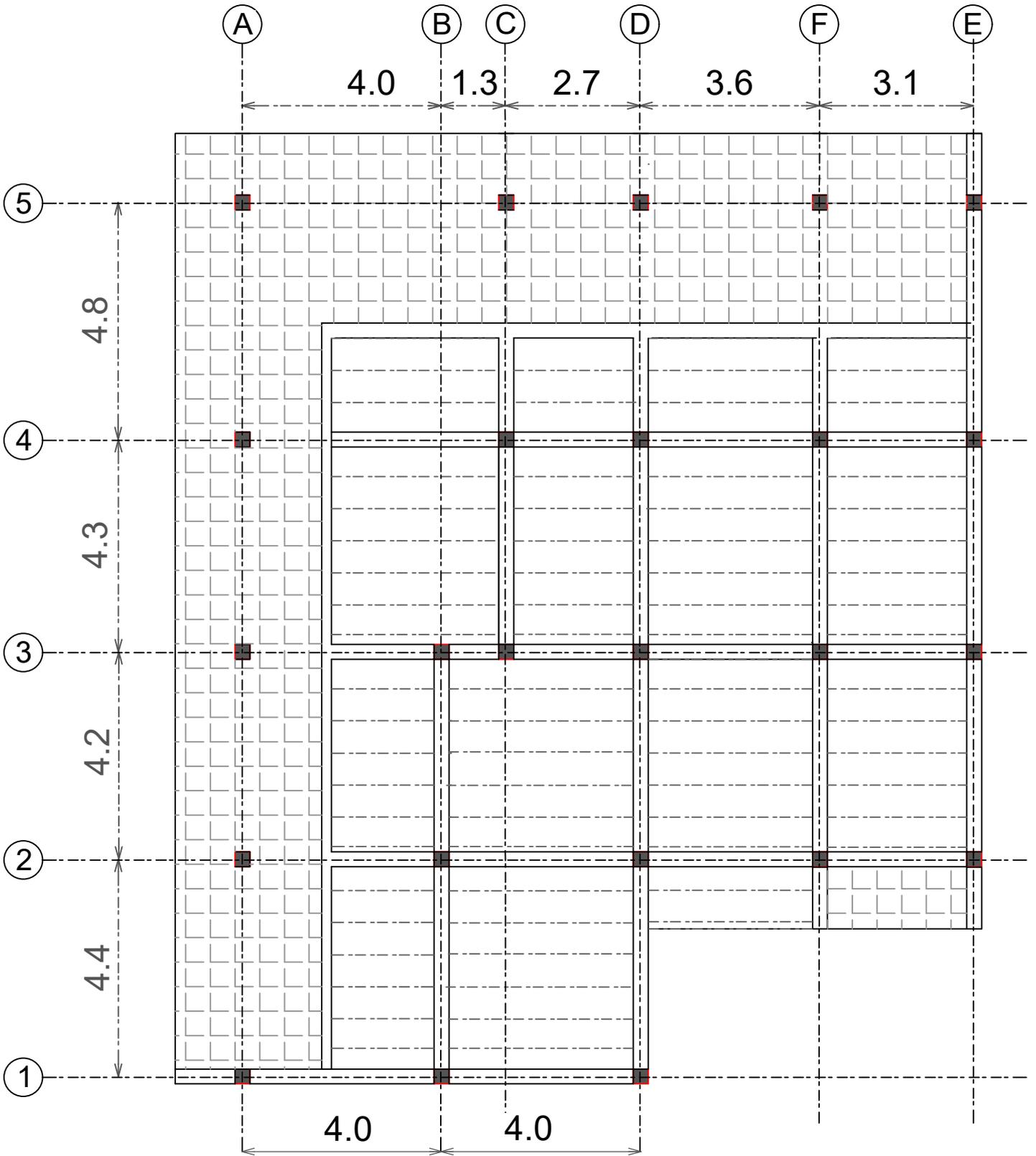
Annexe :1.a



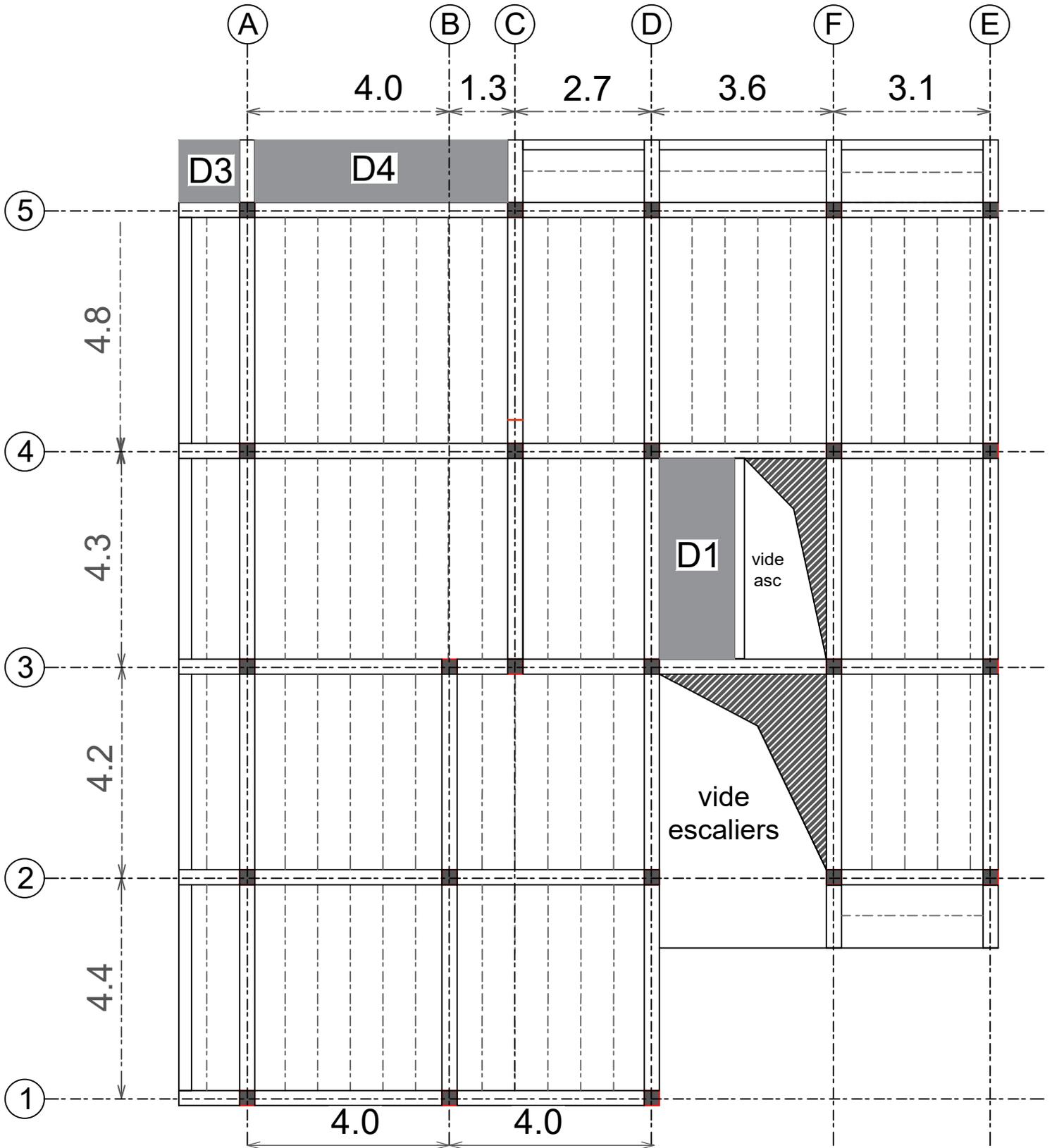
Annexe :1.c



Annexe :1.d



Annexe :1.b



Annexe : 2

ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

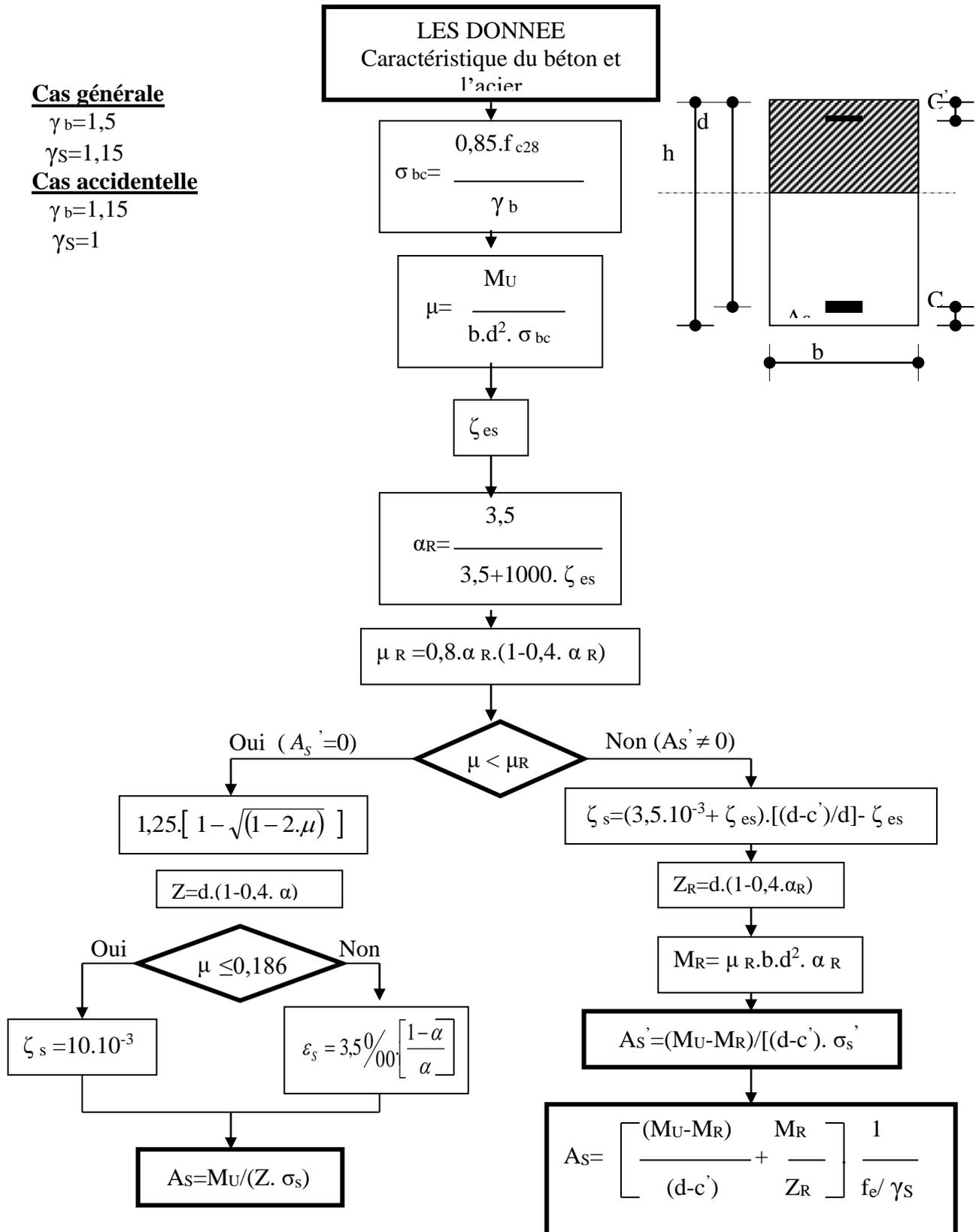
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

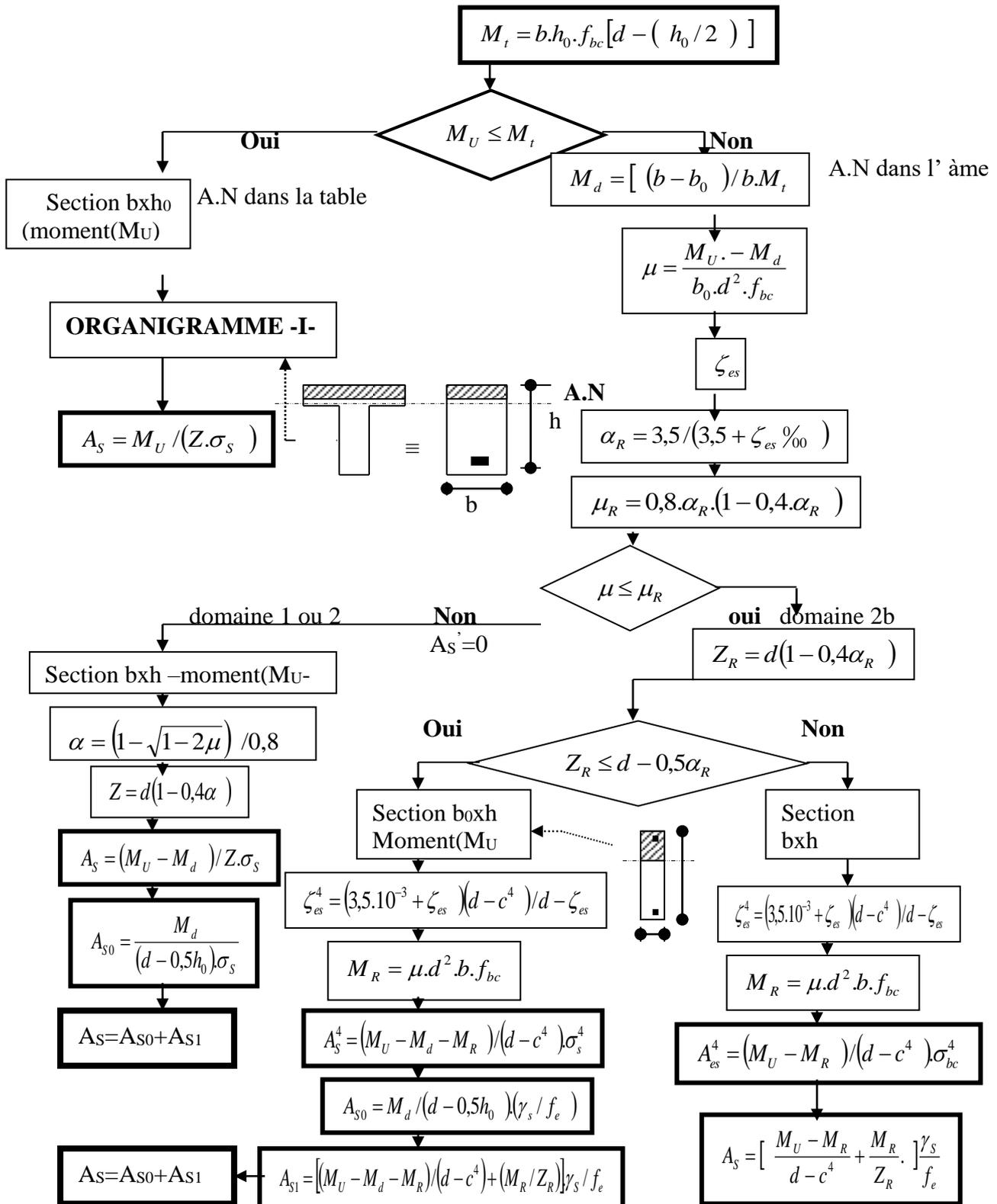
Cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-
 A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Annexe : 3

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe : 4

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042		
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032		

Annexe : 5

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimensions :

$$L_x \times L_y$$

$$\rho = 1$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁ et M ₂	0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059	
	0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	
	0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058	
	0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057	
	0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056	
	0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053	
	0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049	
	0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047	
	0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044	
	0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.044	
	1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03	

N.B : Pour avoir les valeurs de M₂, il suffit de permuter u et v.

Annexe : 6

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe : 7

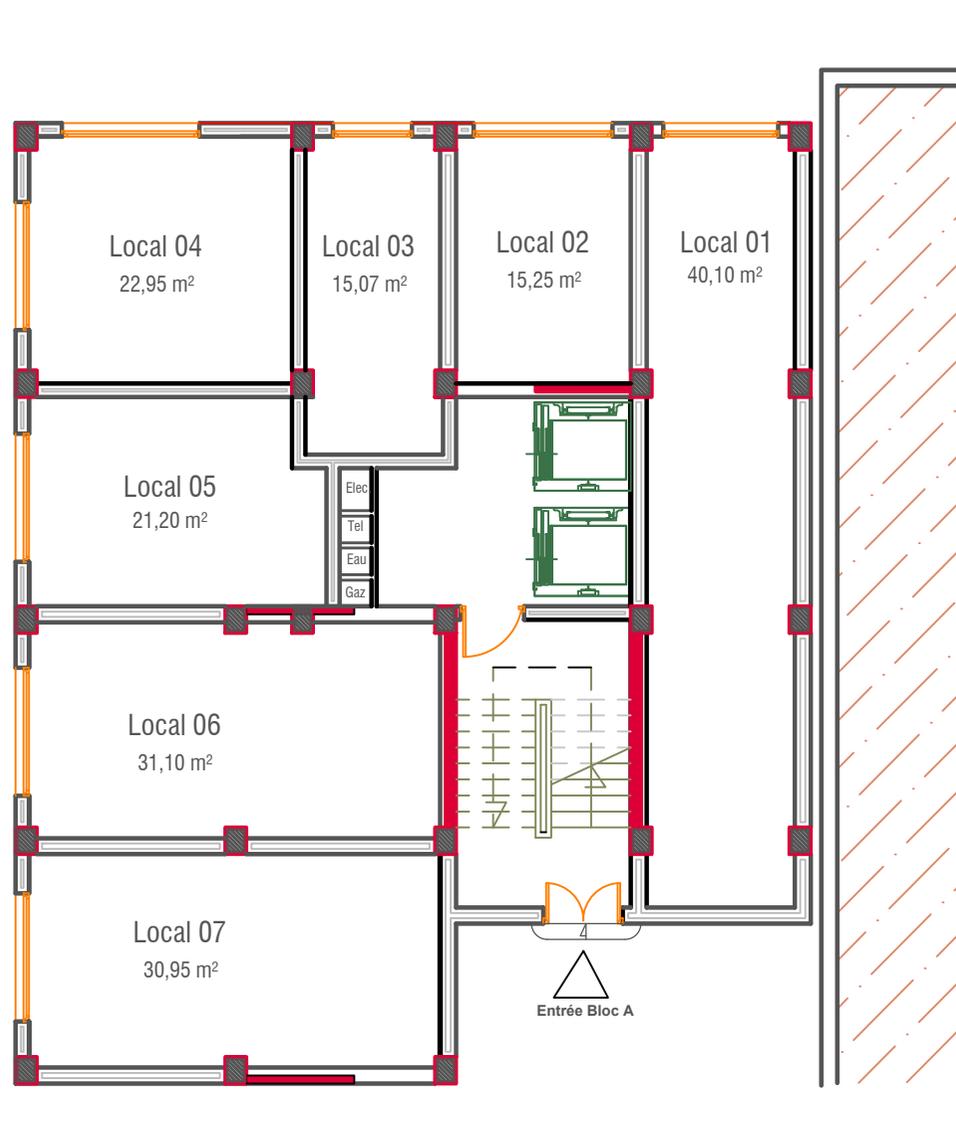
Symboles et notations

Symboles	Notations
A', Aser	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
At	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
b	La largeur en générale.
c	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
Ei	Module de Yong instantané
Ev	Module de Yong différé.
Es	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
fbu	Contrainte de compression du béton.
fe	Limite d'élasticité de l'acier.
fc28	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
ft28	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
fji	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
fgi	Flèche instantanée due aux charges permanentes
fqi	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
fgv	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
ht	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
hcc	Hauteur du corps creux
hr	Hauteur de la dalle du radier.
hdc	Hauteur de la dalle de compression
he	Hauteur libre d'étage.

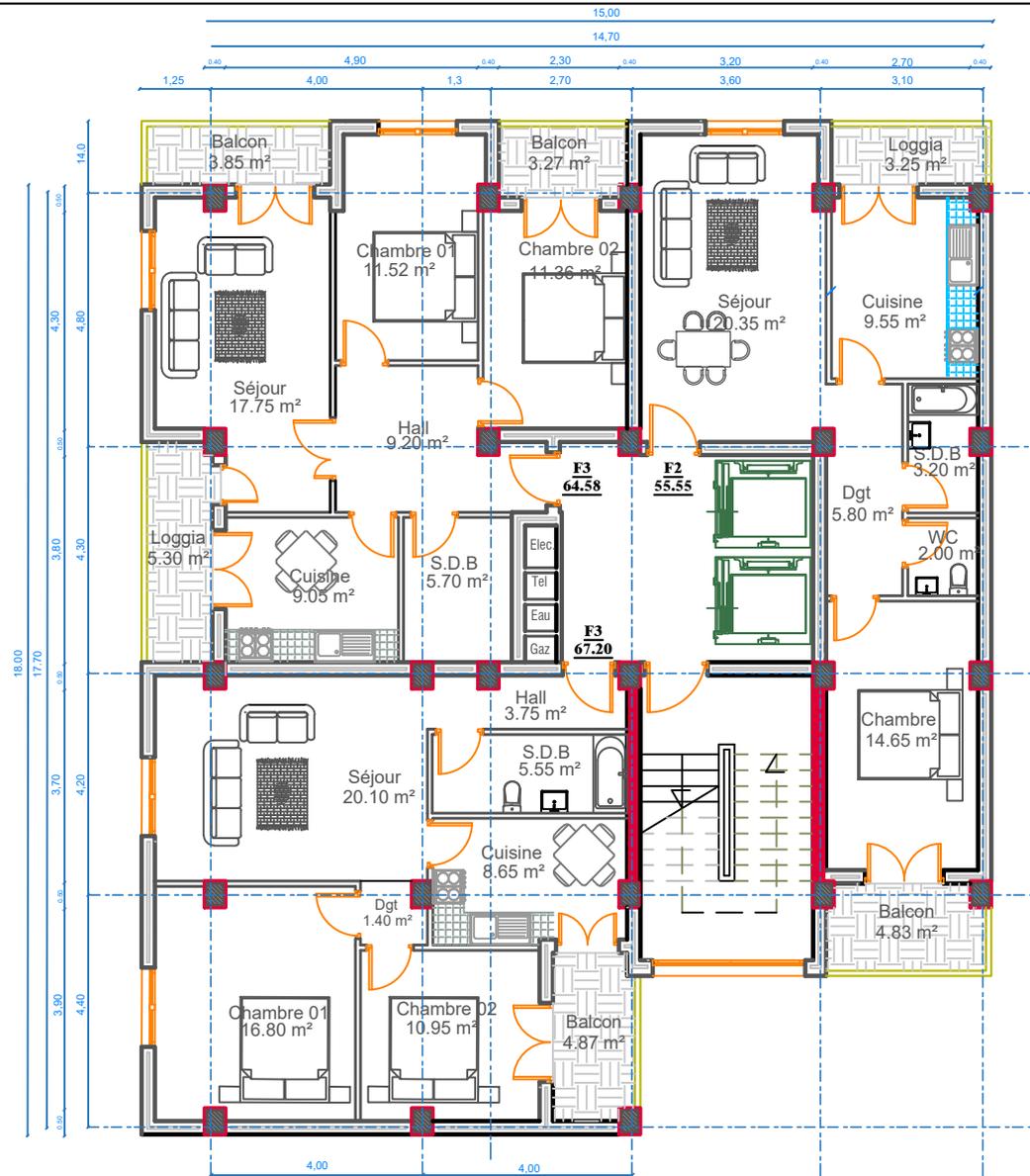
<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_T</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>β</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Annexe : 8

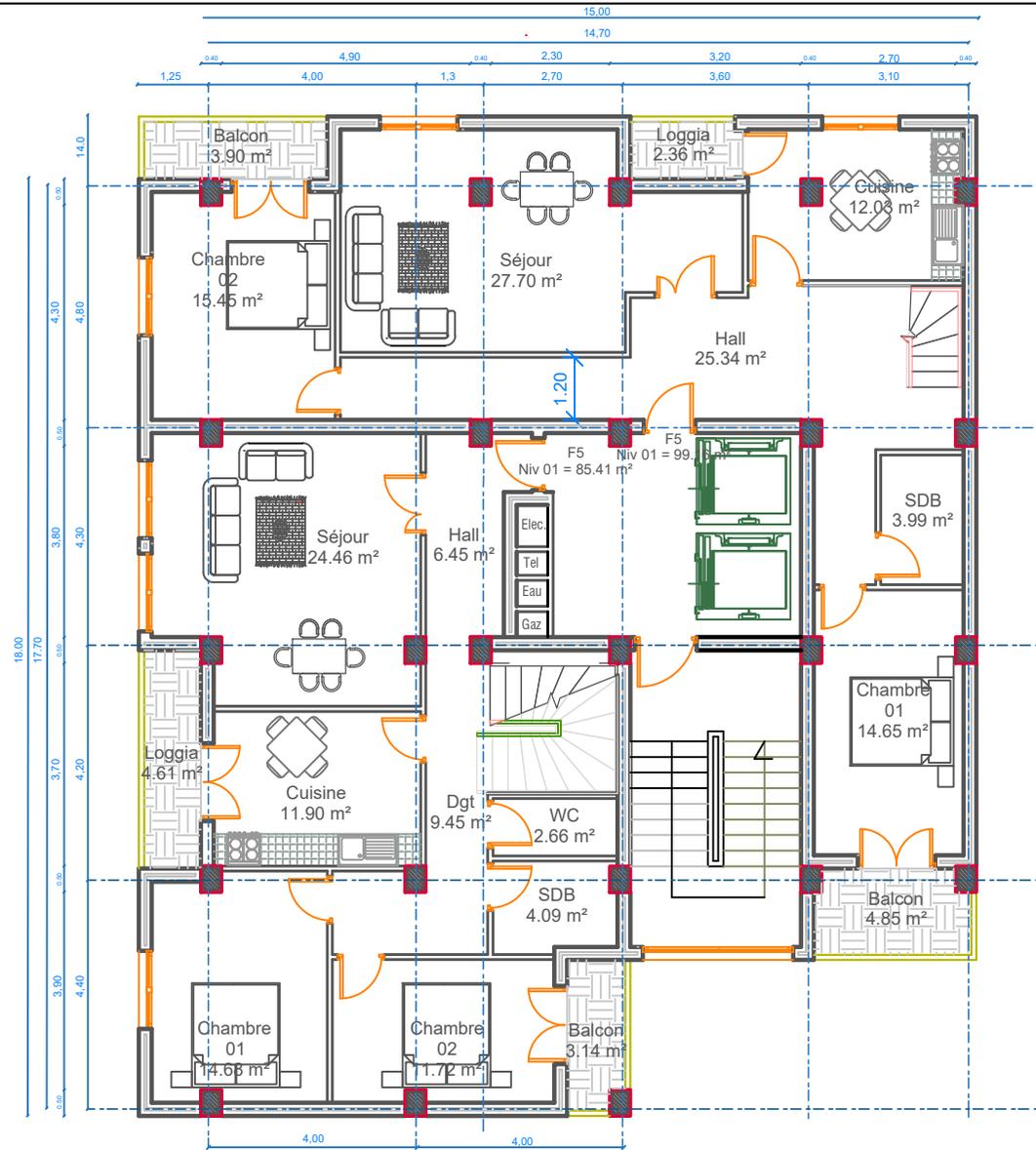
Plans architecture.



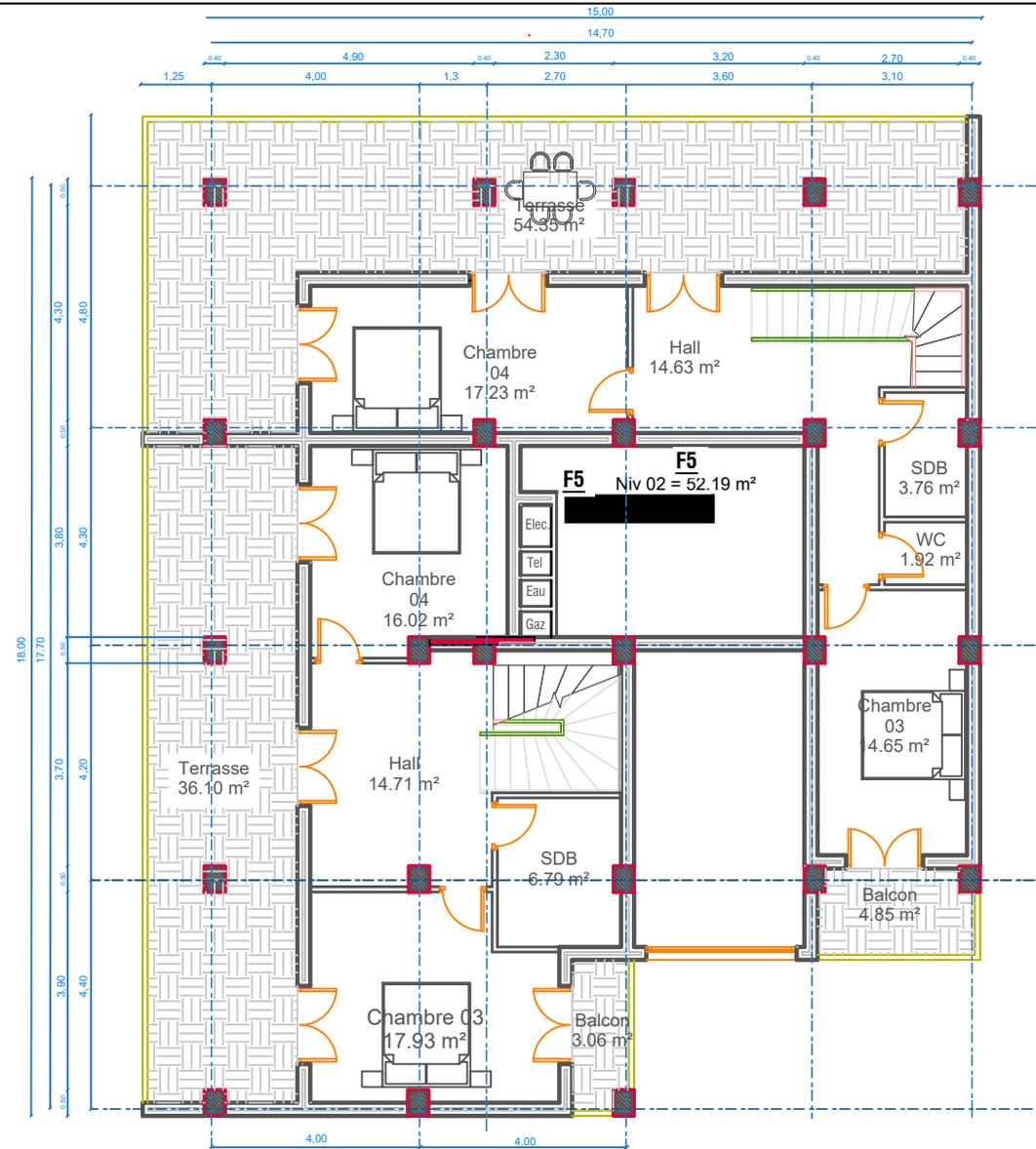
Plan RDC – Bloc A



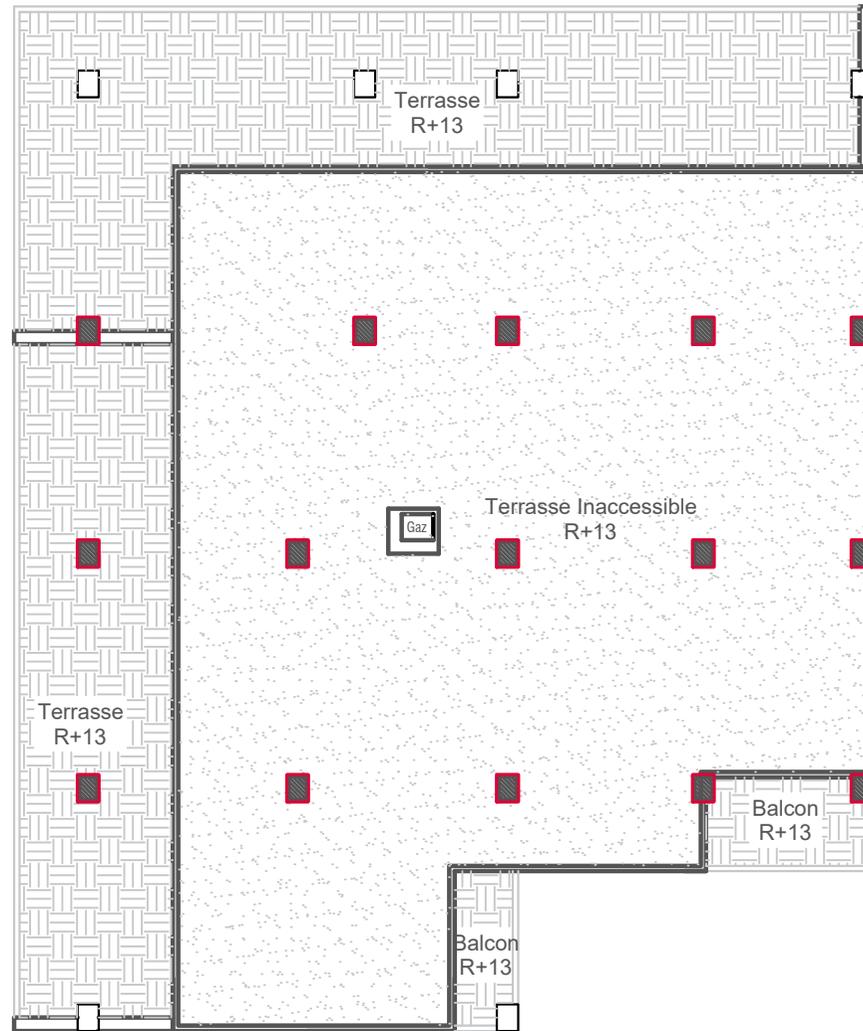
Plan Etage 02-11 Bloc A



Plan Etage 12 - Bloc A

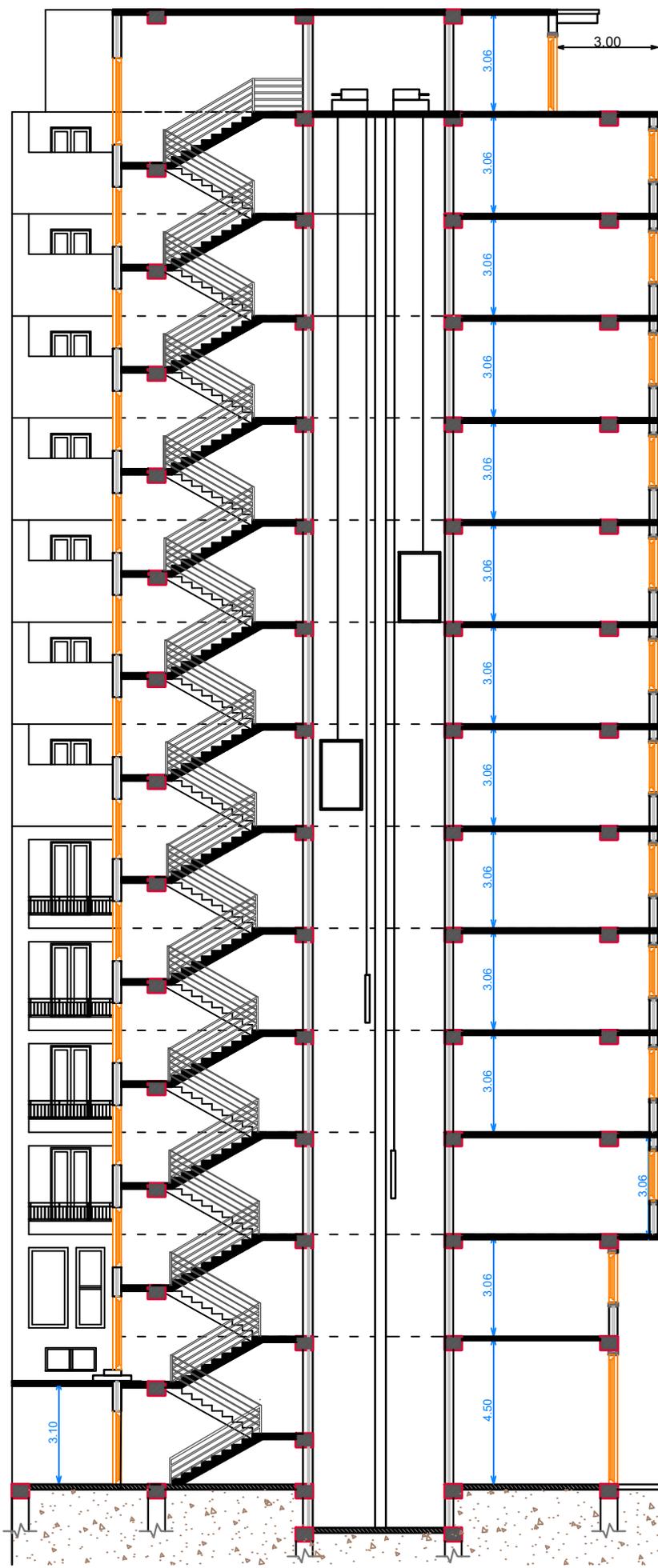


Plan Etage 13-Bloc A

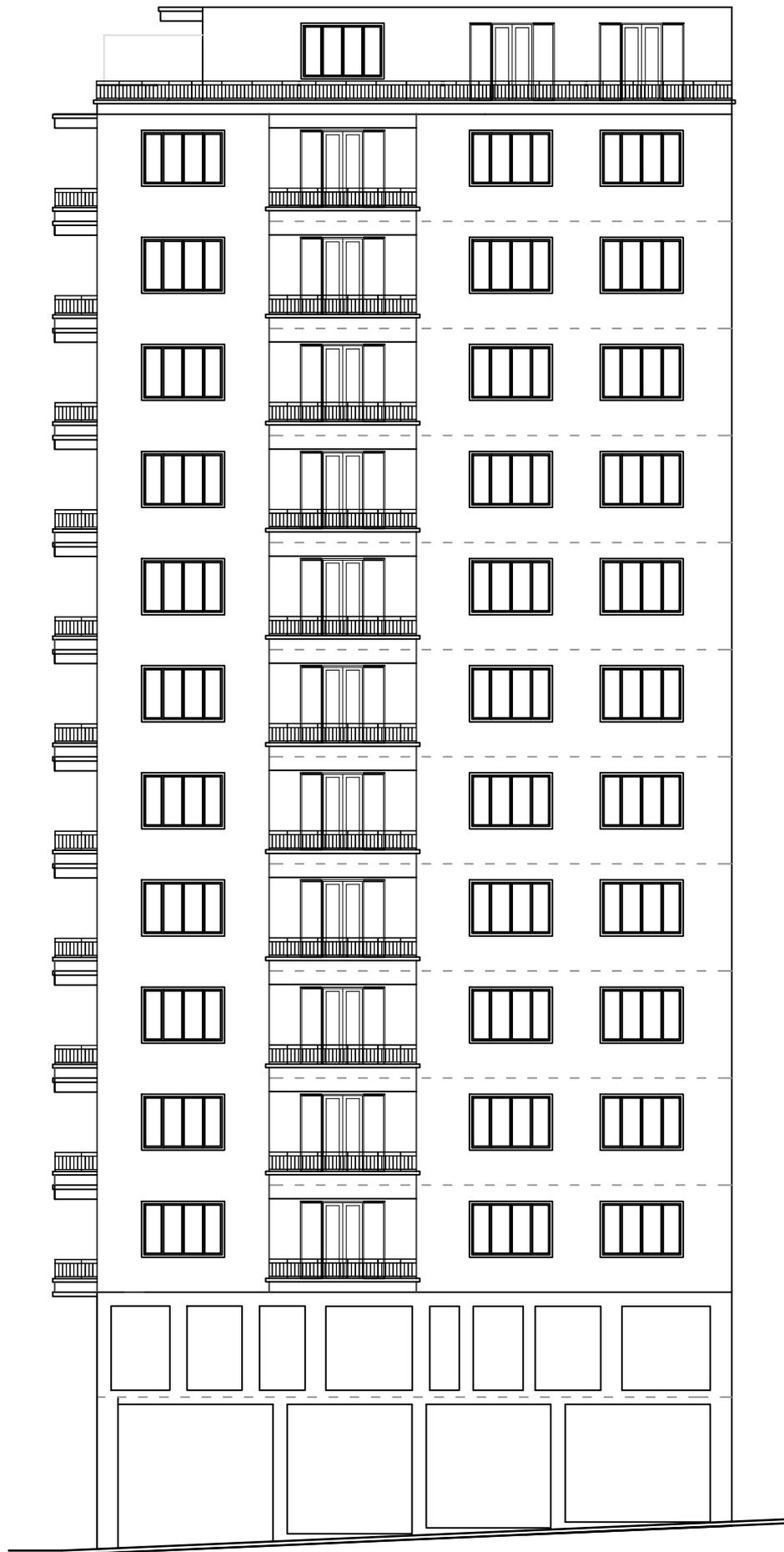


Plan Terrasses – Bloc A

19.20



44.28m



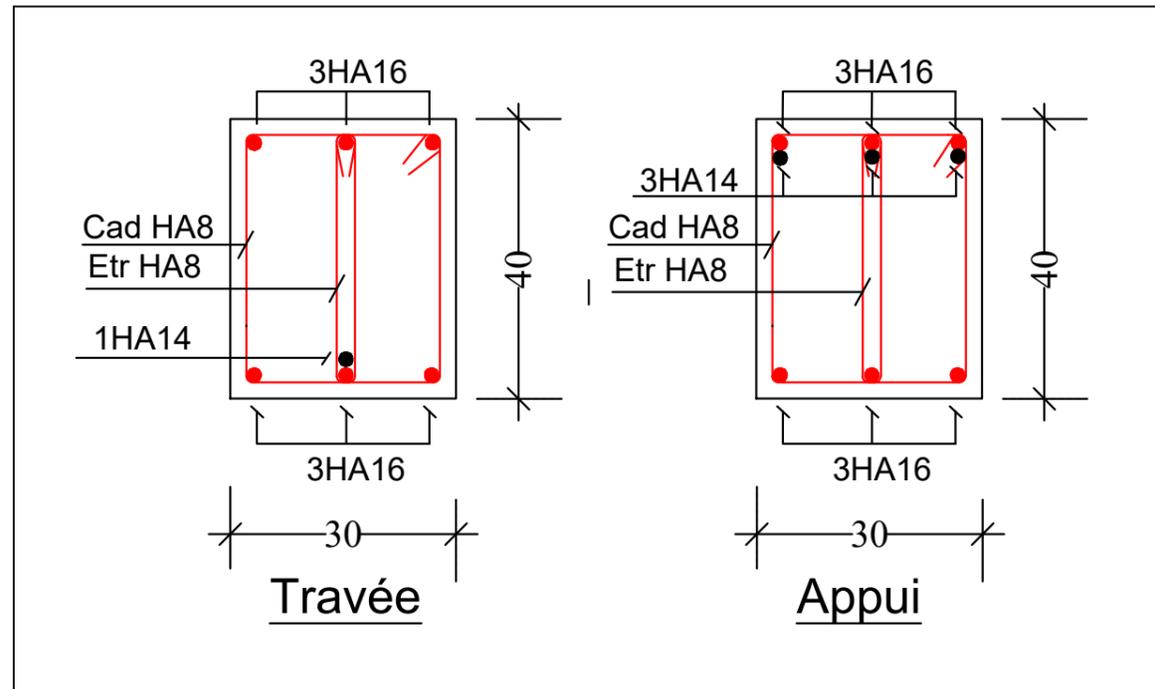
○ Façade Secondaire Bloc A ○

Annexe : 9

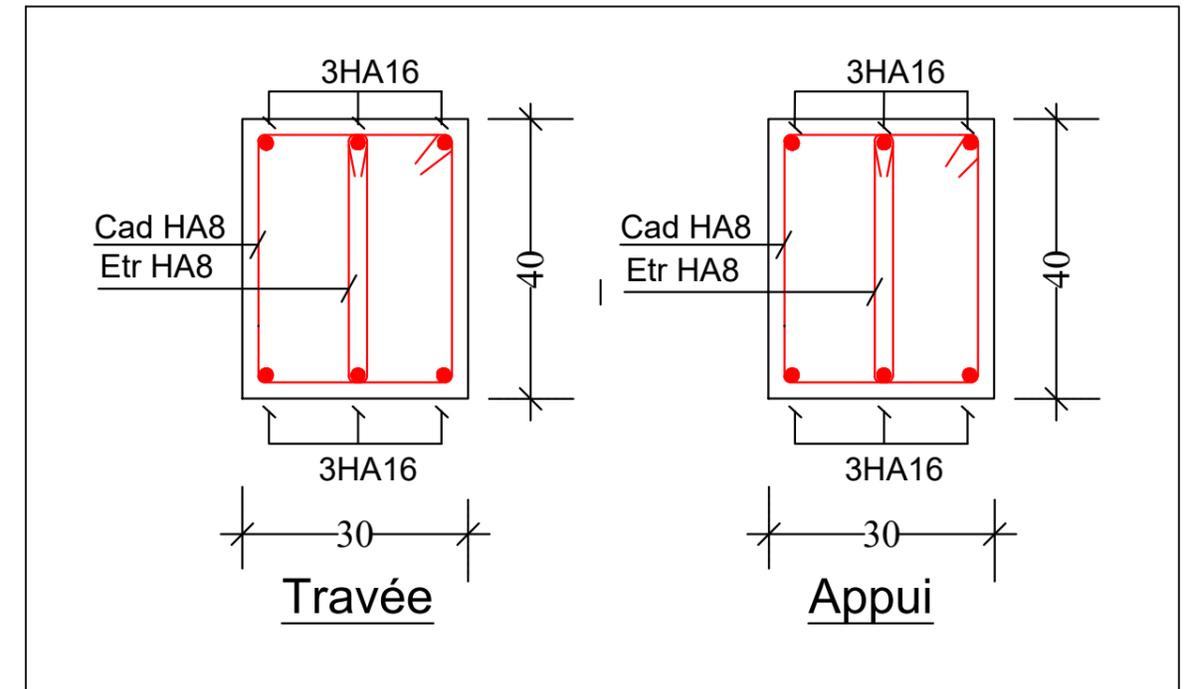
Schémas de ferraillage des poutres

RDC - Etage Courant

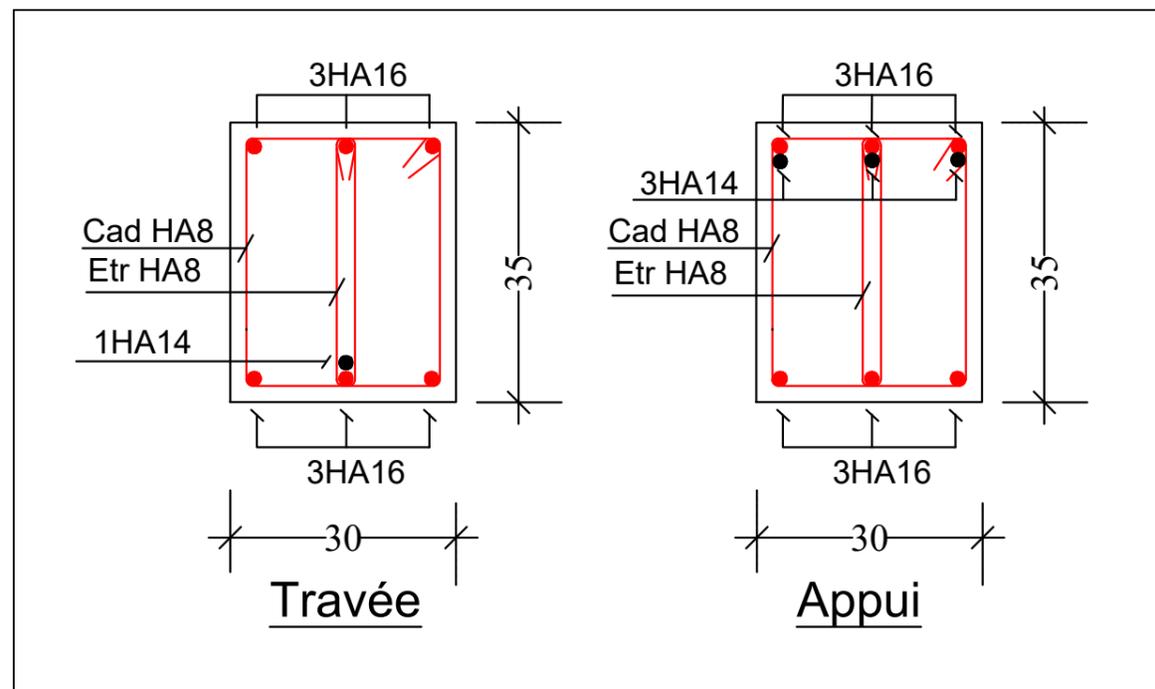
poutre principale associer au voile



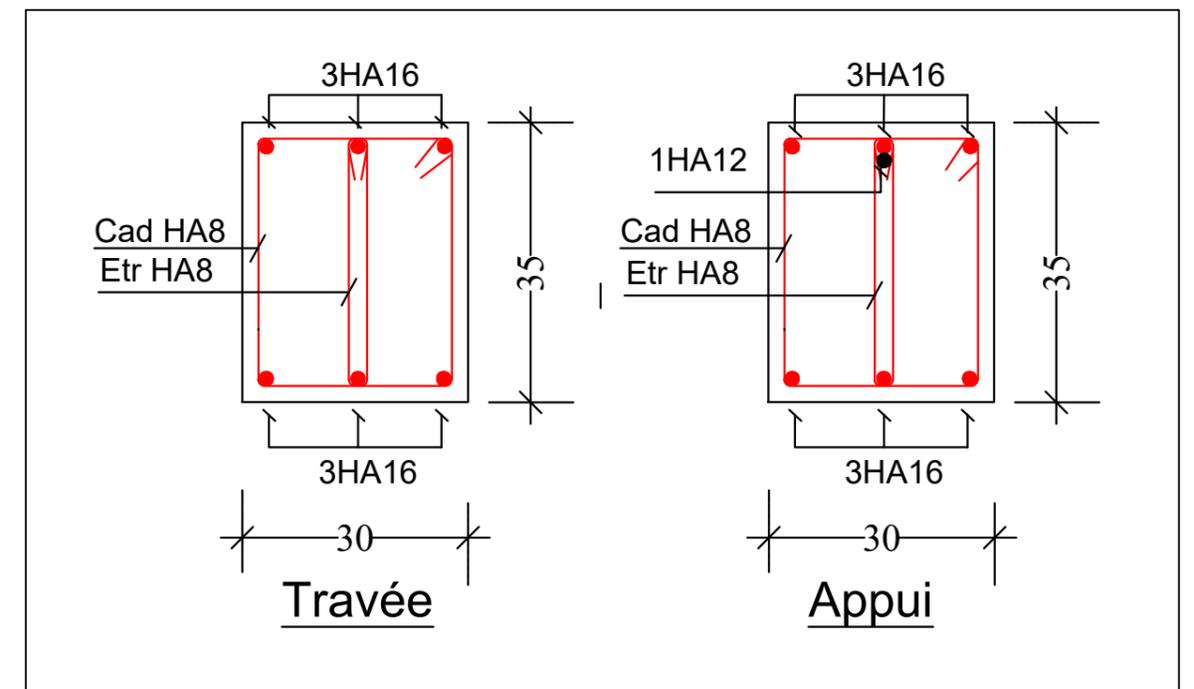
poutre principale non associer au voile



poutre secondaire associer au voile

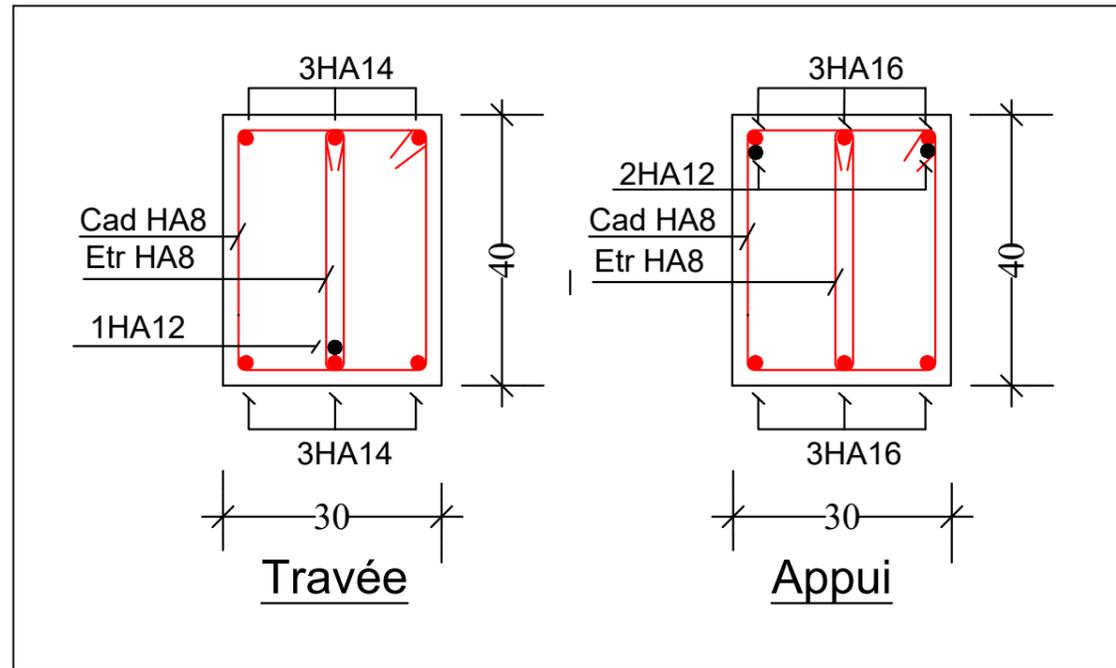


poutre secondaire non associer au voile

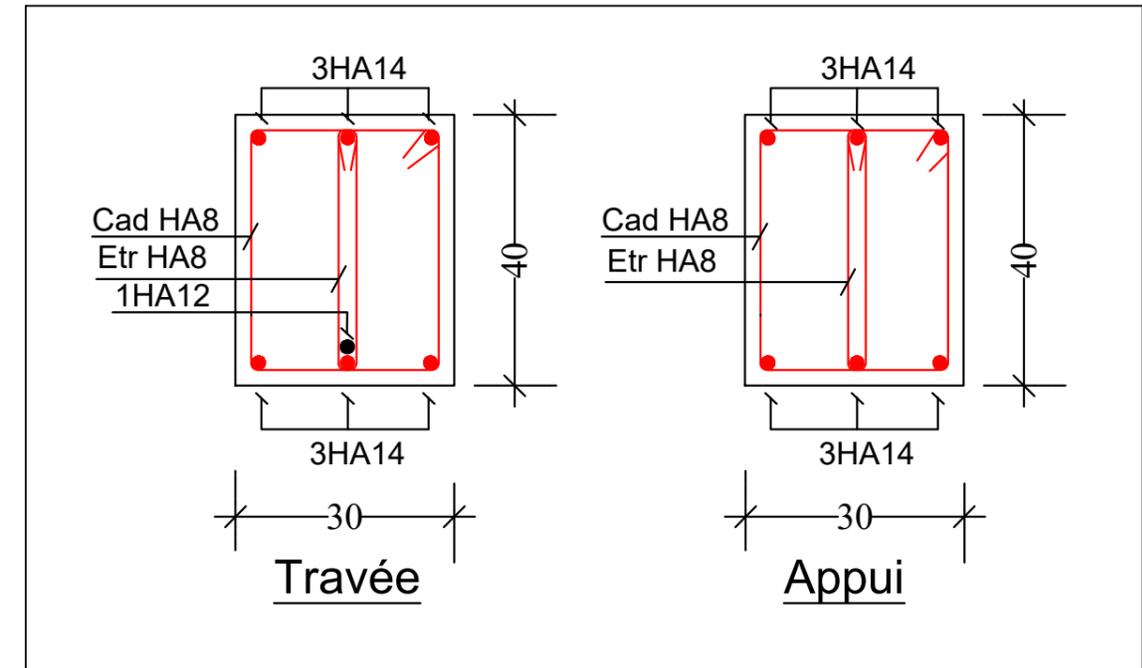


Terrasse Inaccessible

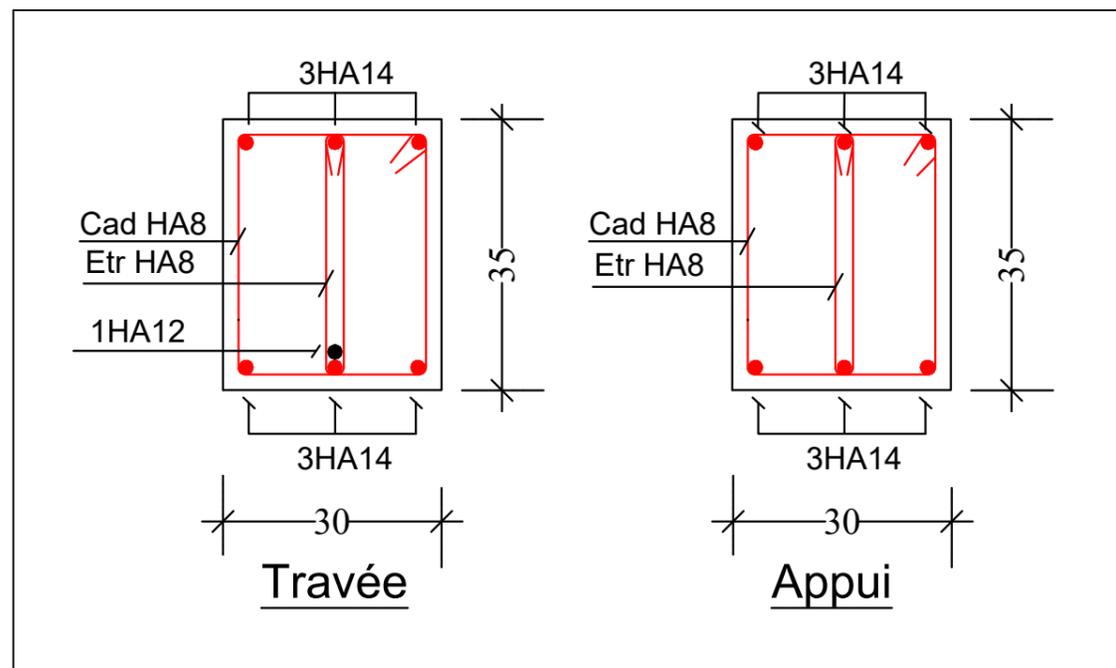
poutre principale associer au voile



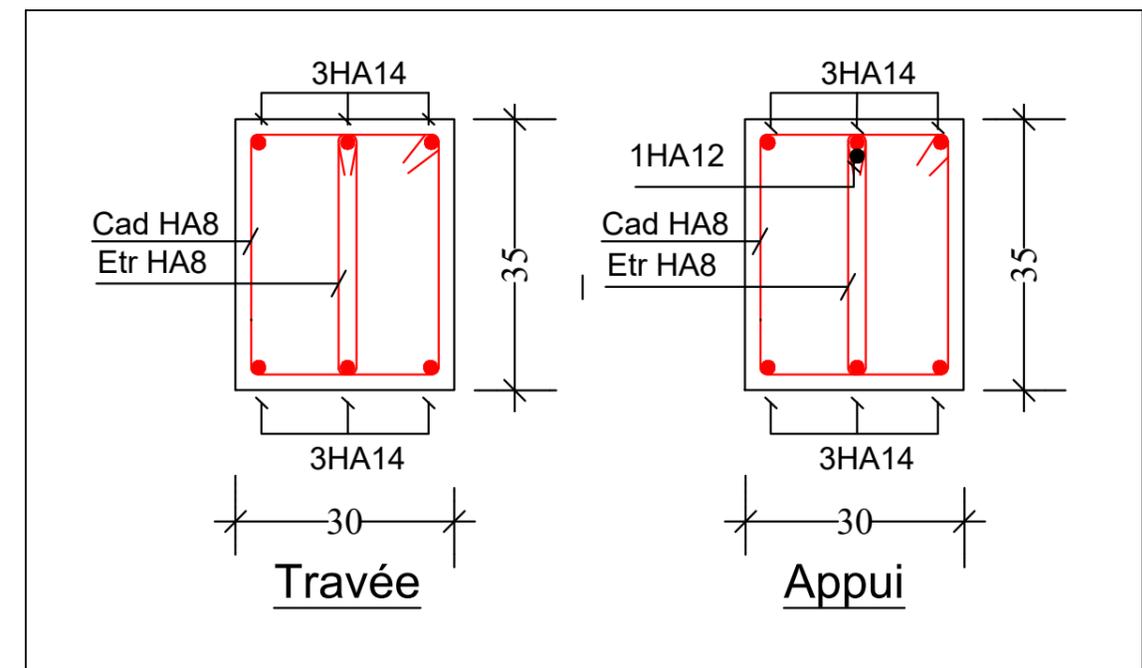
poutre principale non associer au voile



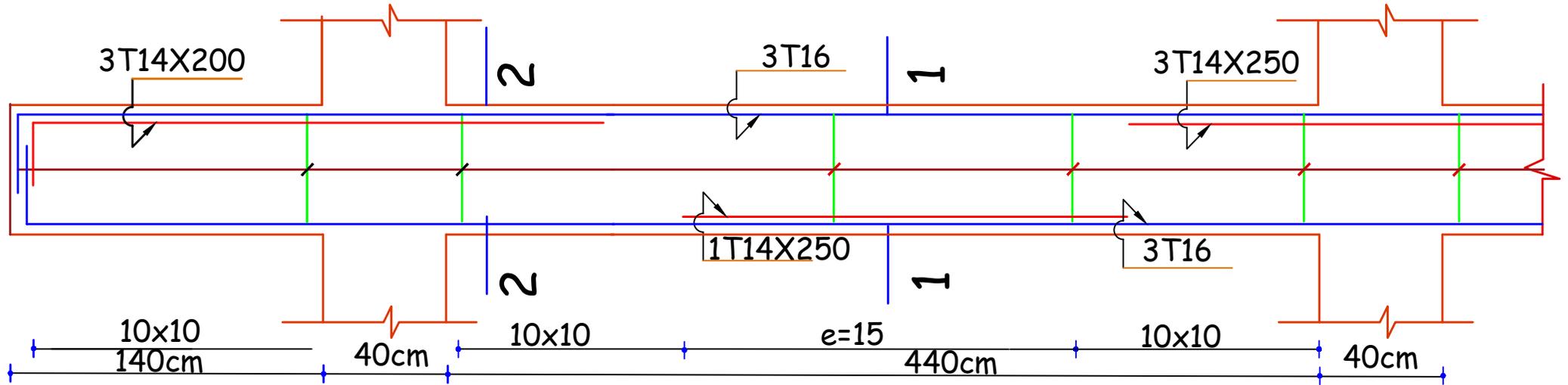
poutre secondaire associer au voile



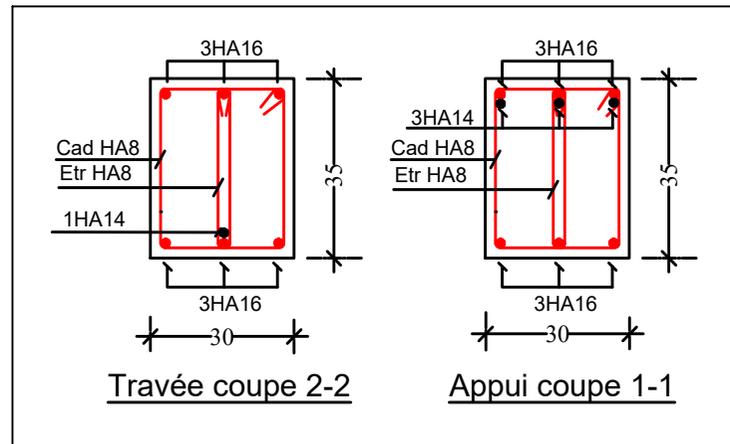
poutre secondaire non associer au voile



PS=30*35

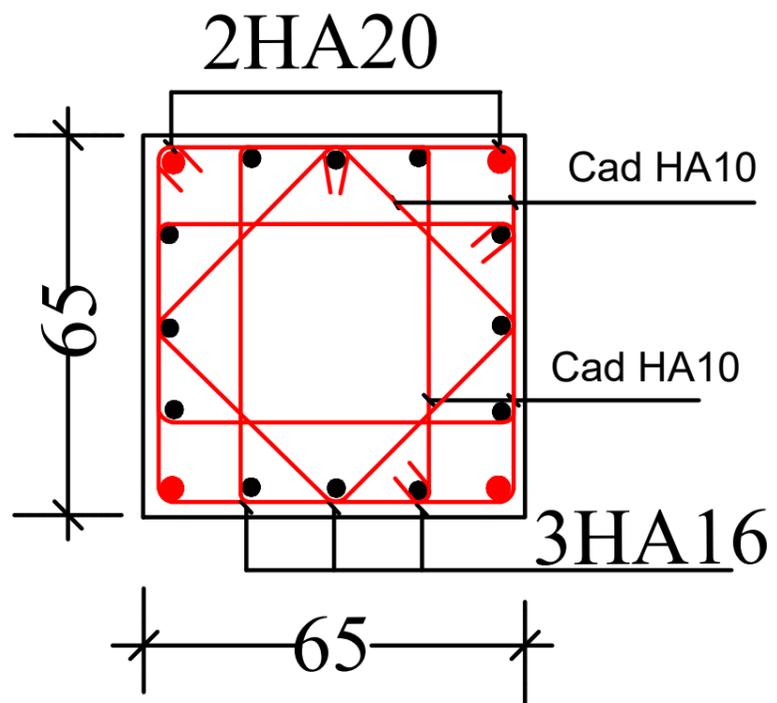


poutre secondaire associier au voile

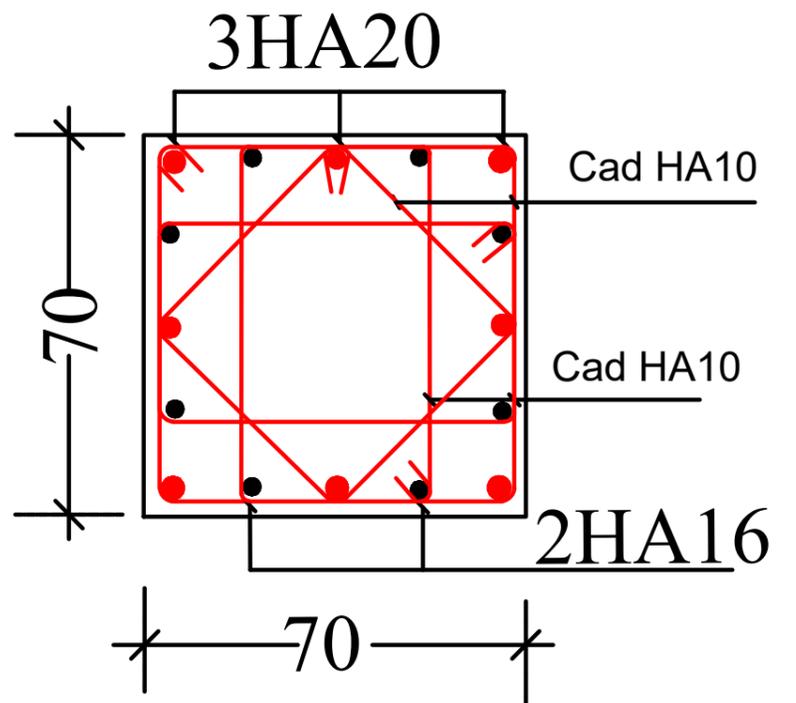


Annexe : 10

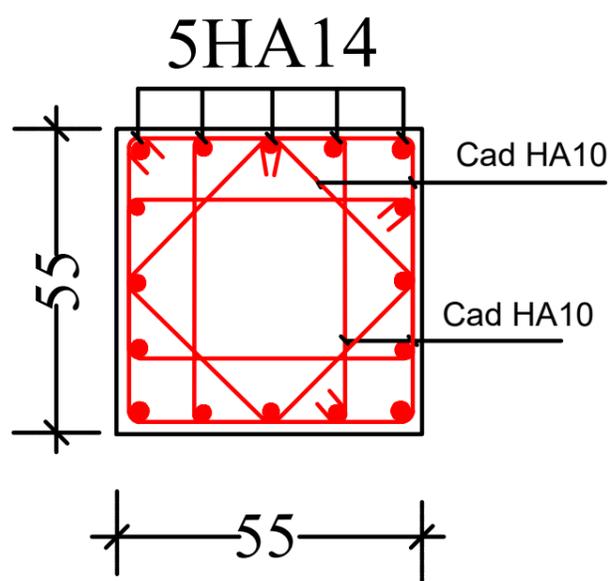
Schémas de ferraillage des poteaux



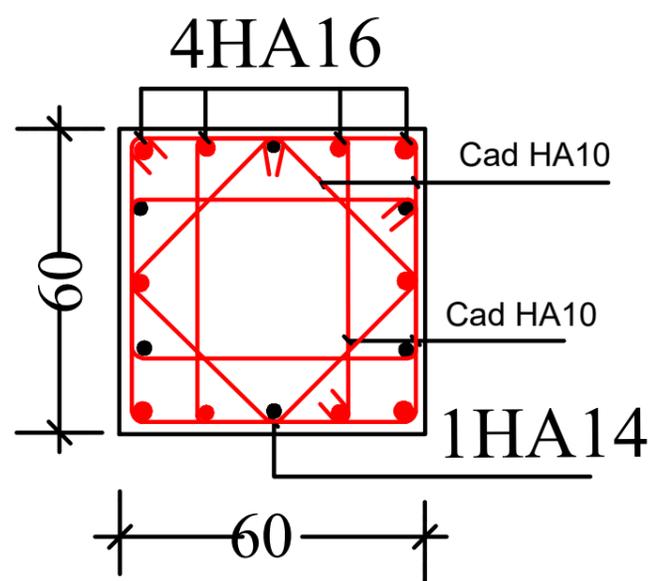
1^{er} étage



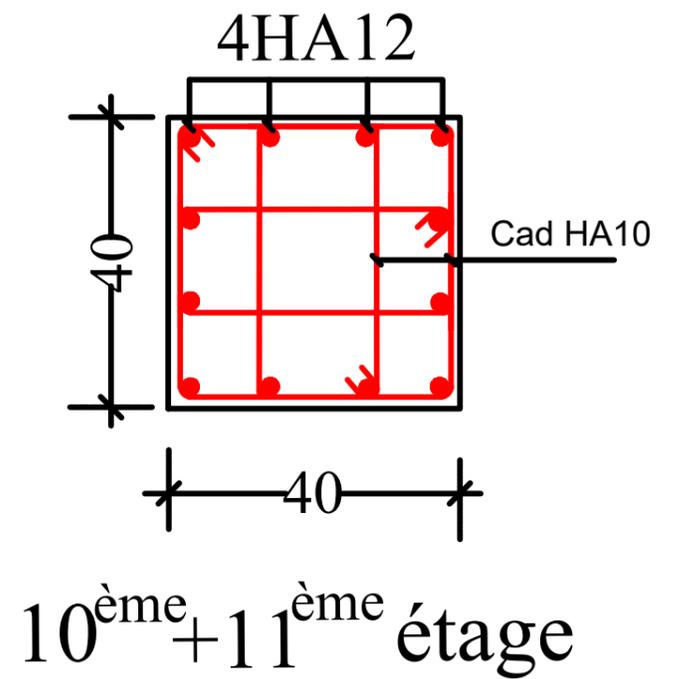
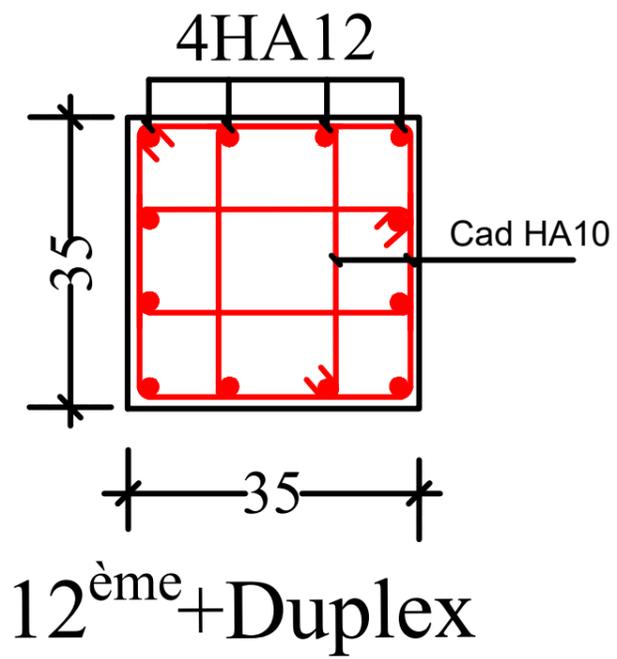
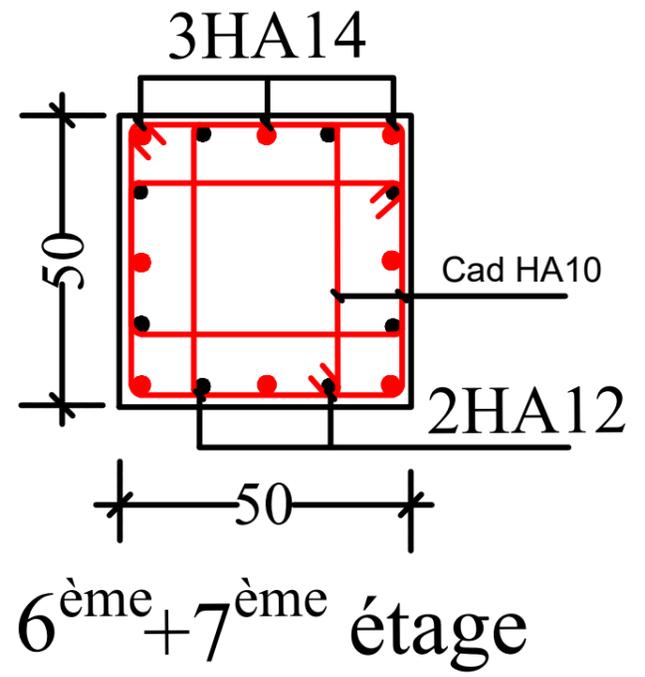
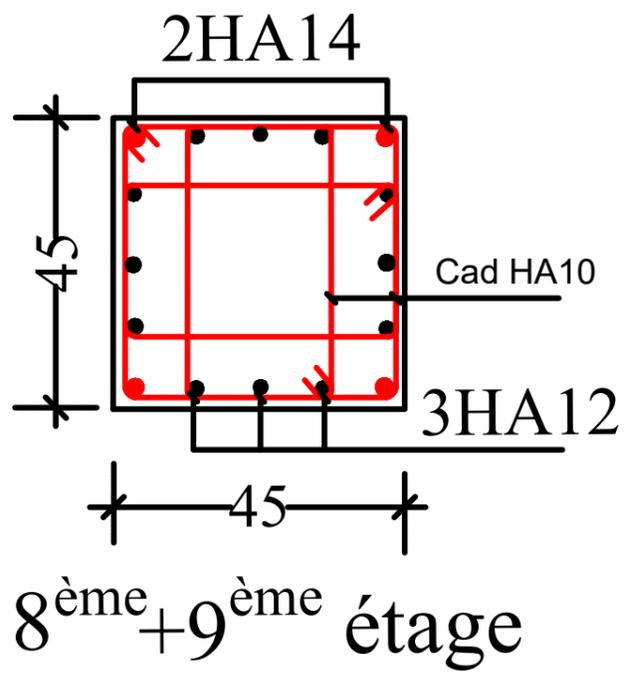
RDC

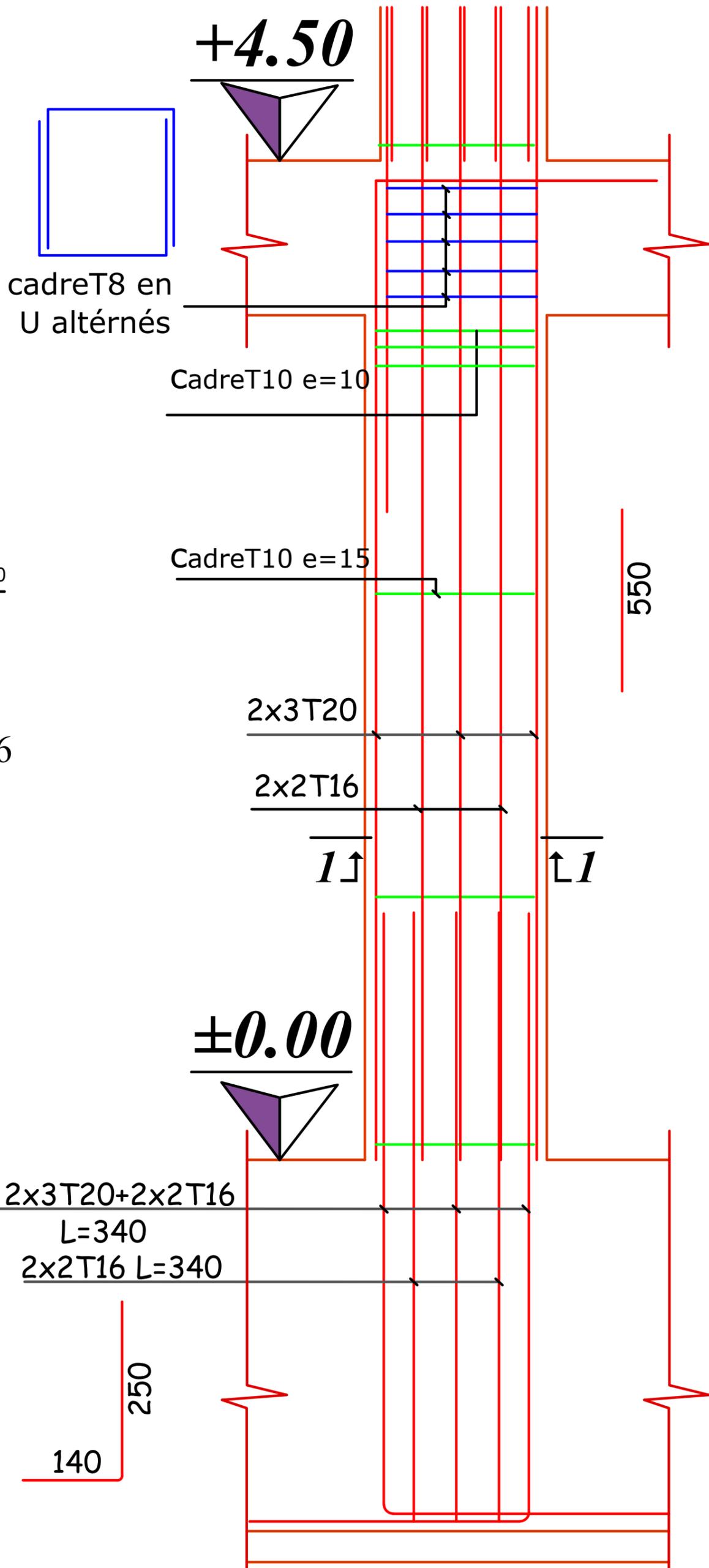
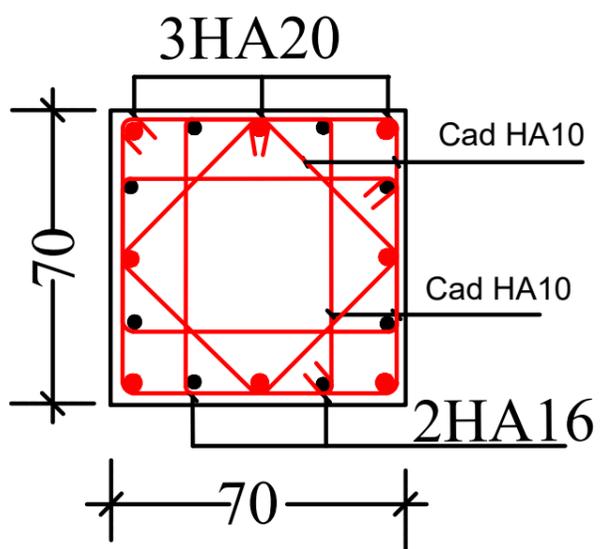


4^{ème} + 5^{ème} étage



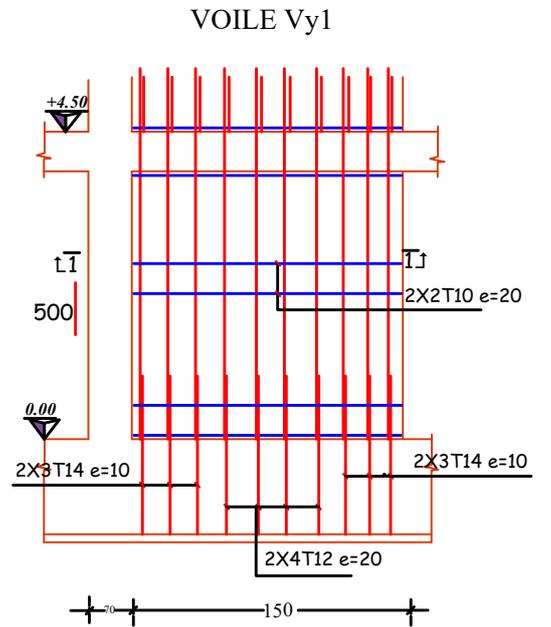
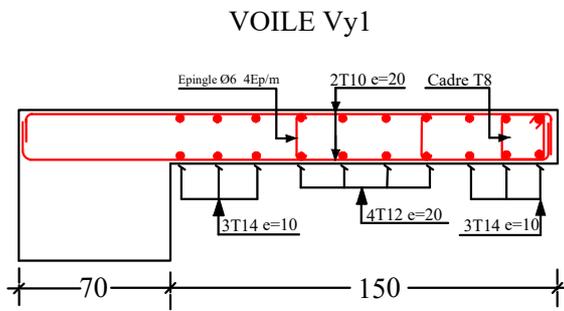
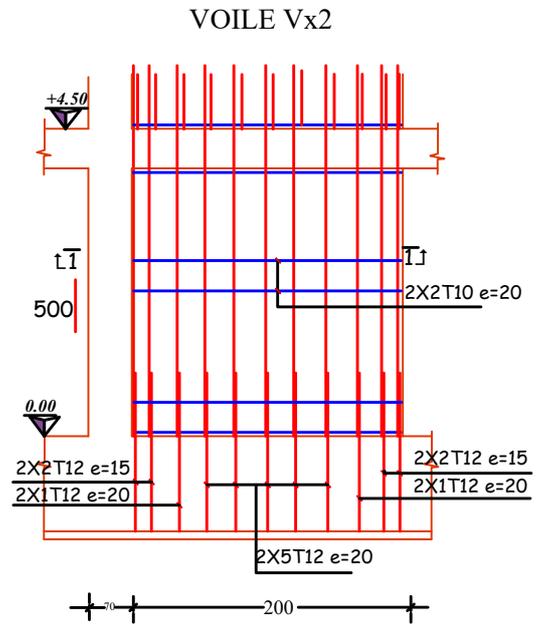
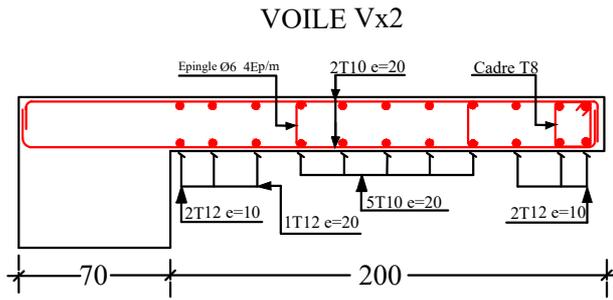
2^{ème} + 3^{ème} étage

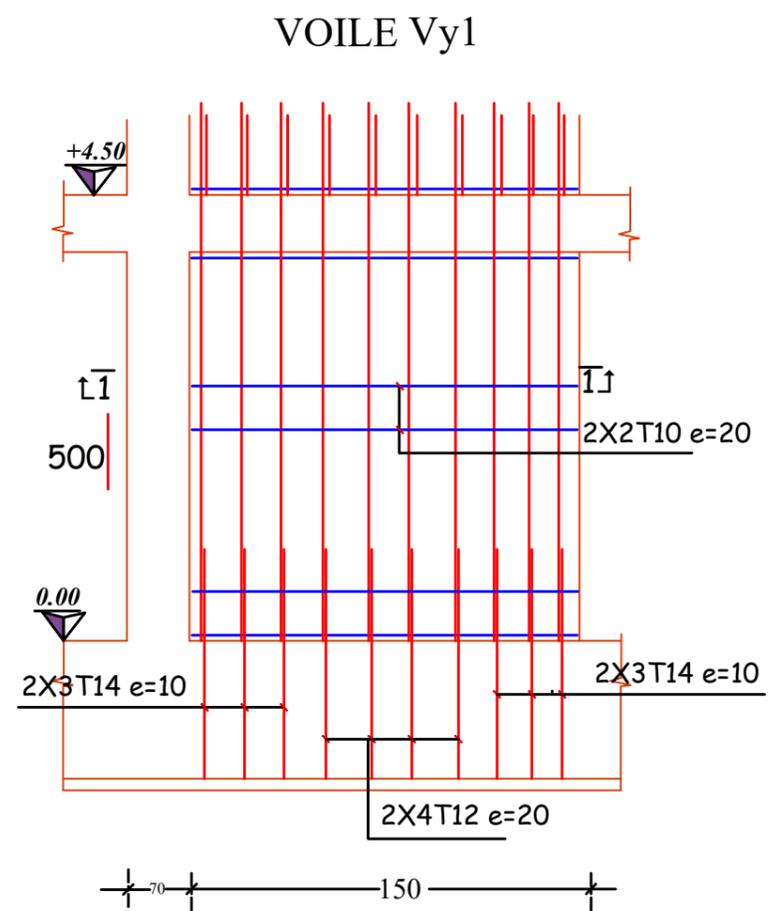
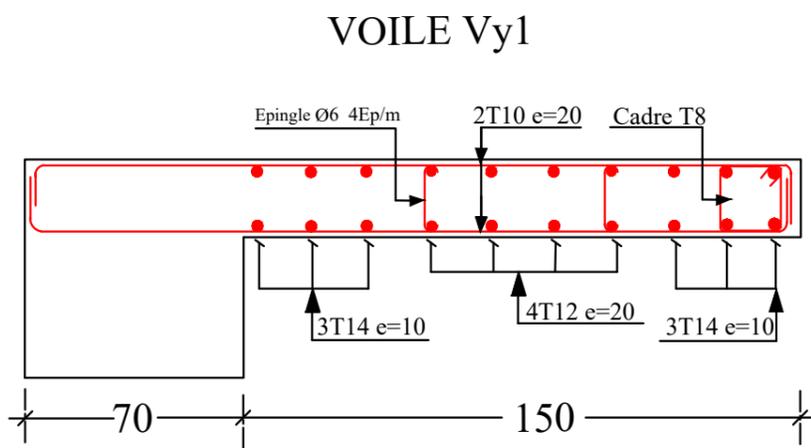
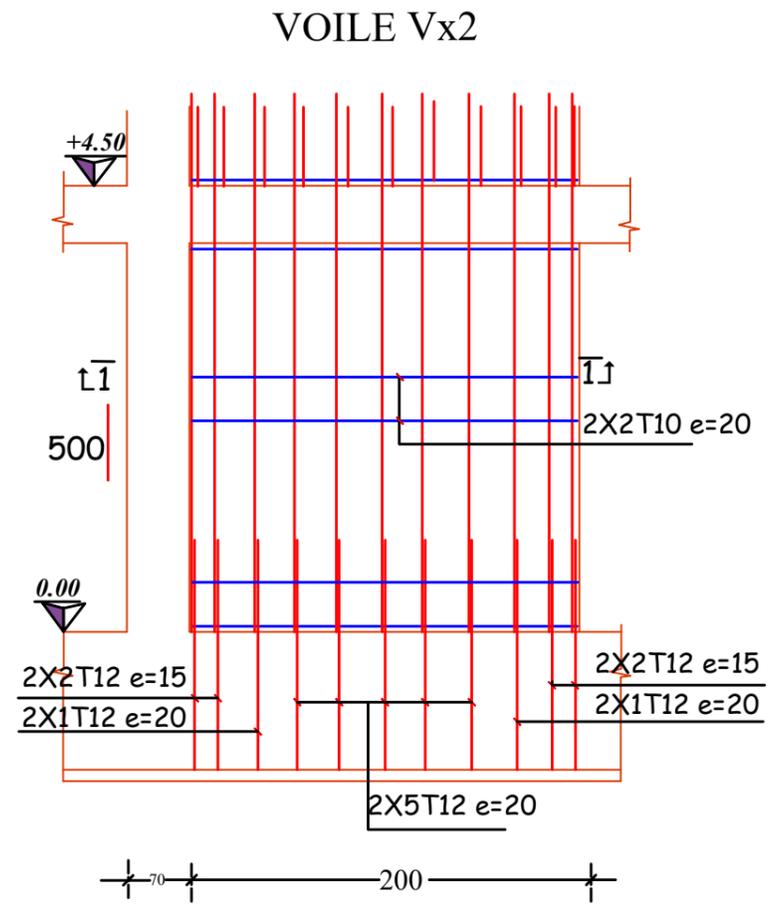
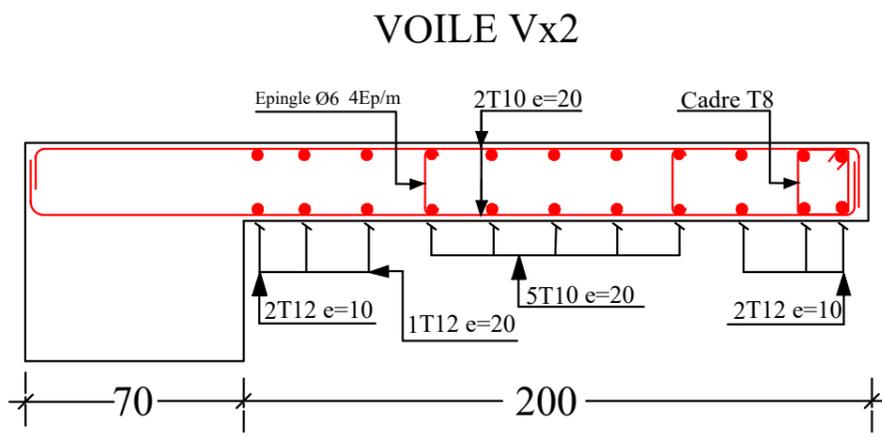




Annexe : 11

Schémas de ferraillage des voiles

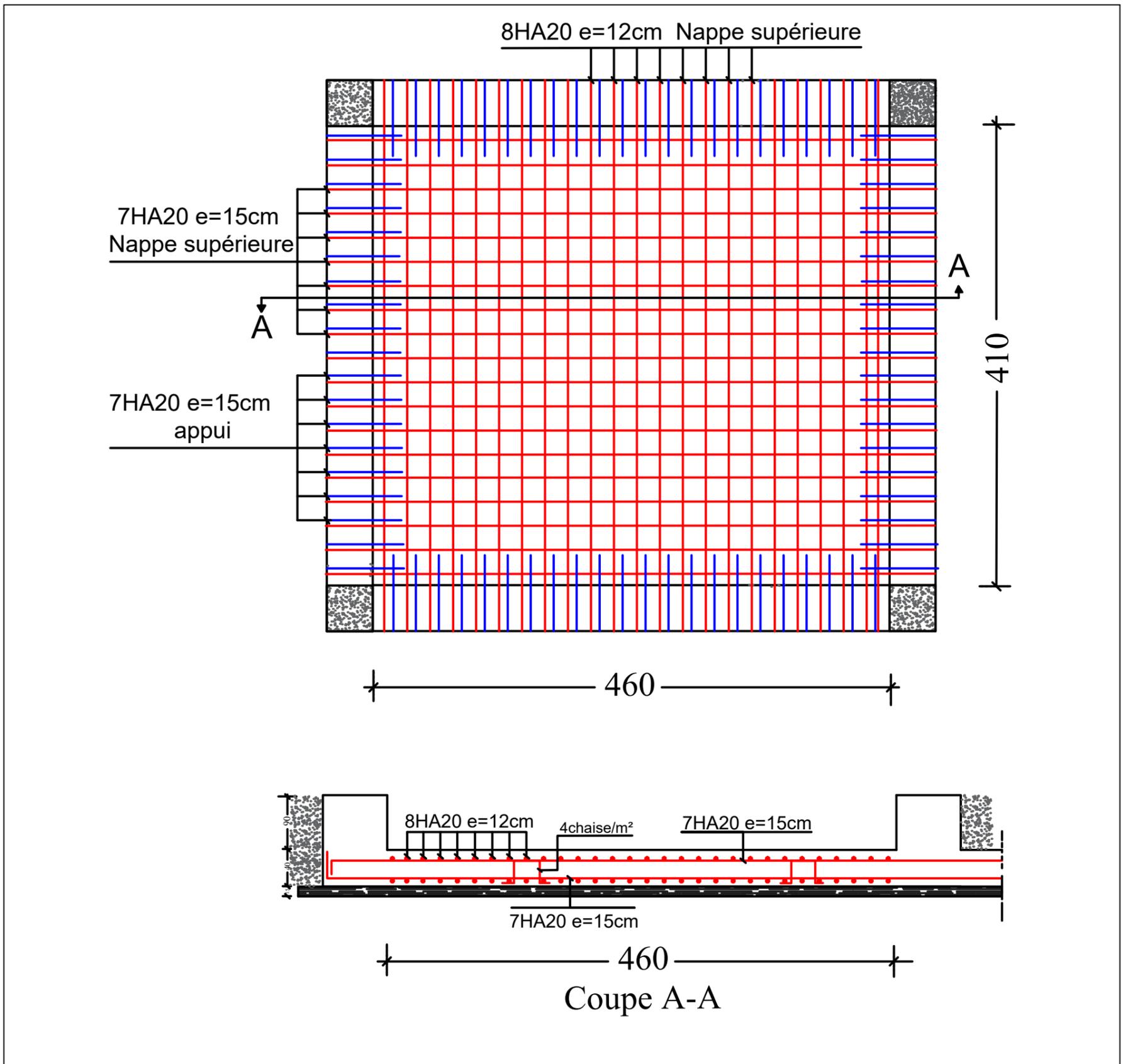




Annexe : 12

Schéma de ferrailage du radier

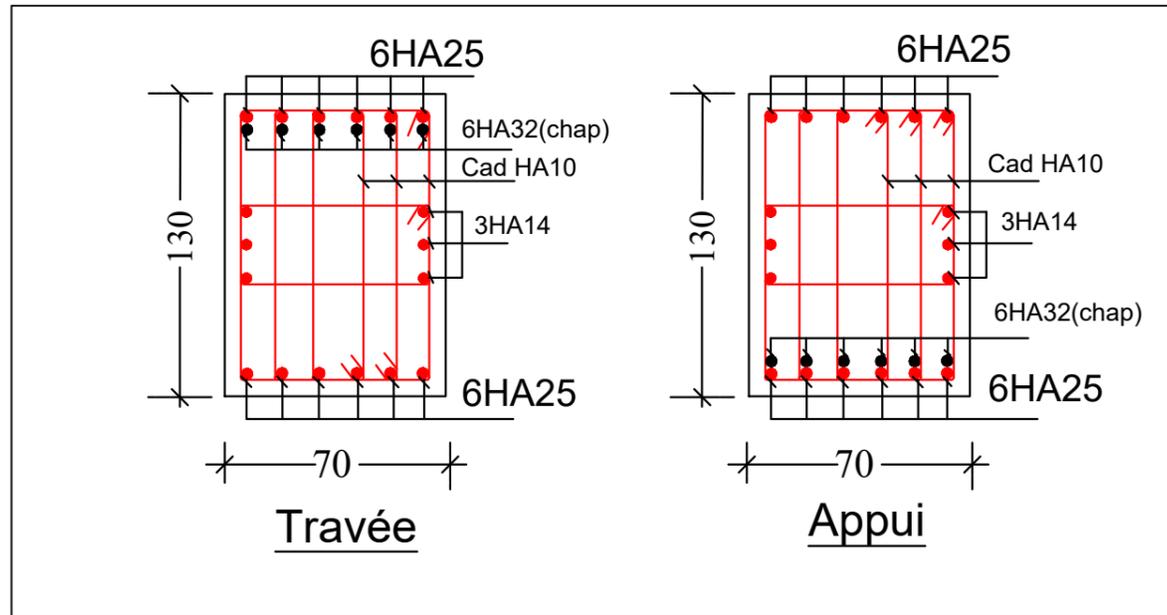
schemas de ferrailage de radier



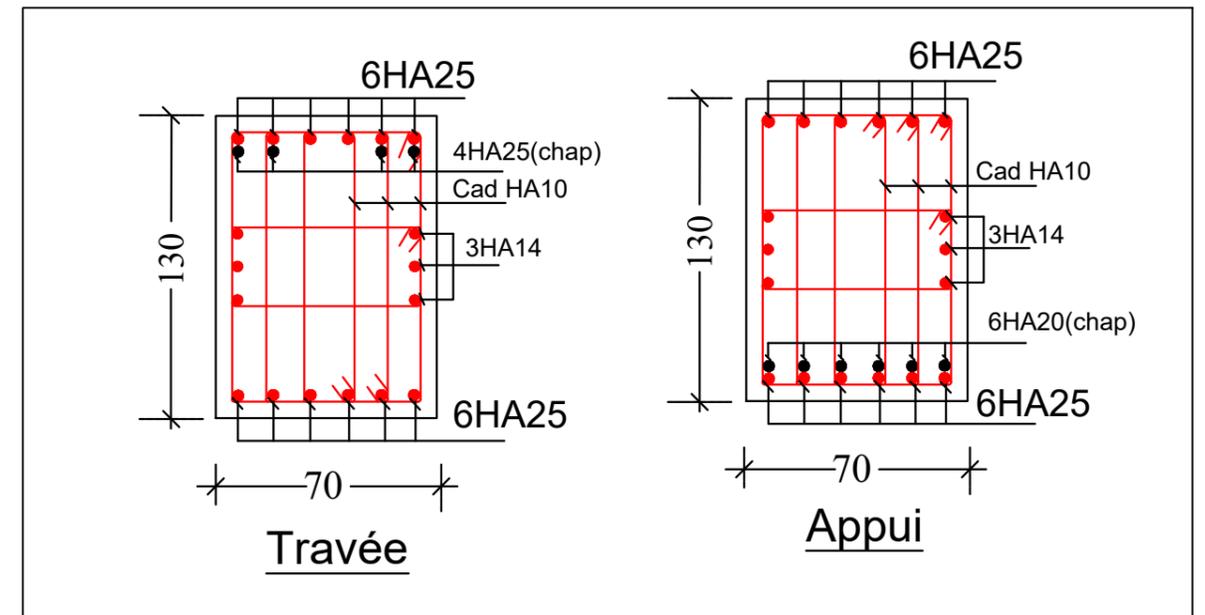
Annexe : 13

Schéma de ferrailage des nervures

Schema de ferrailage de nervure Sens XX



Schema de ferrailage de nervure Sens YY



Coupe de nervure sens x-x

