



République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère de l'Enseignement et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira-Bejaïa-

Faculté de technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin du Cycle

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Structures

Thème : Etude d'un bâtiment(R+9+Sous-sol)

À usage multiple sis à la ville de Bejaïa

Présenté par :

M^{elle} BOUHAMI Sara

M^{elle} SOUFI Radia

Encadré par :

M^r OURTEMACHE Mourad

Membres de jury :

M^{me} SGHIR Wassila

M^r KERNOU Nassim

Année universitaire : 2018/2019

Remerciement

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

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

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promoteur **M^r ourtemache** de nous avoir guidé, suivi et accordé un grand intérêt à notre travail et pour la patience dont il a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'il nous a transmis.*

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

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

Dédicaces

«Le secret du bonheur est de faire ce que tu aimes, le secret de la réussite est d'aimer ce que tu fais»

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui ont toujours été auprès de moi

A mes chers frères

A tous mes amis et tous ceux qui me sont chers

A mon binôme Radia et sa famille

A toute la promotion de génie civil 2019



Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.

A toutes ma familles, mes oncles et tantes

A mon cher fiancée : Islem

A ma cher sœur : Lilia

A tous mes amis, de la promotion

A ma binôme (Bouhami Sara) et à toute sa famille.



Table des matières

Chapitre I : Généralités

I.2.Introduction	1
I.2. Aperçu générale du site.....	1
I.2.1. Situation géographique.....	1
I.2.2. Aspect géophysique.....	1
I.2.3. Aspect géologique.....	1
I.2.4.état de terrain d'assise.....	2
I.2.5. Donnée géotechniques du site.....	2
I.2.5.1. Stabilité des parois après terrassement	2
I.2.5.2. Conclusion et recommandation.....	3
I.3 Caractéristique de la structure.....	4
I.3.1 Caractéristique géométrique	4
I.4. Choix du contreventement.....	4
I.5. Règlement et norme utilisée.....	4
I.6. Actions et sollicitations.....	4
I.6.1 les actions.....	4
I.6.1.1 actions verticales.....	4
I.6.1.2 les actions horizontales.....	5
I.6.2. Les sollicitations.....	5
I.7. Caractéristique des matériaux.....	5
I.7.1. Le béton.....	5
I.7.1.2. Résistance caractéristique du béton.....	6
I.8.1. Les contraintes de calcul d'aciers.....	8

Chapitre II : pré dimensionnement et étude des éléments secondaire

Introduction10

II -1-Pré-dimensionnement des éléments secondaire.....	10
II -1-1-Plancher.....	10
A-Plancher à corps creux.....	10
B-Plancher à dalle pleine.....	11
II -1-2-Escalier	14
II -2-Pré-dimensionnement des éléments principaux.....	14

II -2-1-Pré-dimensionnement des poutres.....	15
II -2-2-Pré-dimensionnement des voiles.....	15
II -2-3-Pré-dimensionnement des poteaux.....	16
II -3-Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations.....	16
II -4-Descente des charges.....	19
II-4 Pré dimensionnement des poteaux à L'ELU.....	19
II-4-1 Calcul du poteau de la cage d'escalier «C4».....	19
II-4-2 Calcul du poteau centrale « B2 ».....	22
II-5 Vérification du poteau « C4 ».....	22
II-6 étude du plancher	22
II.6. 1.Planchers à corps creux :.....	26
II.6. 2.planchers en dalle pleine :.....	34
II-7 Etudes des escaliers	39
II.8.Etude de la poutre palière.....	41
II.9. Etude de la poutre de chainage.....	44
II.10.Etude de l'ascenseur	46
II.11.Étude de l'acrotère	50
II.11.1.Hypothèses de calcul	51
II.11.2Évaluation des charges et surcharges	51
II.11.3.Calcul des sollicitations.....	51

Chapitre III : étude dynamique

III .1 Introduction.....	55
III .2 Modélisation.....	55
III .3.Disposition des voiles de contreventement.....	56
III .4 La méthode de calcul utilisée	56
III .4.1 Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99V2003 article 4.3).....	56
III .5. Calcul de la force sismique V statique.....	57
III .6. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	59
III .7. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	61
III .7. 1. Vérification de la résultante des forces.....	61
III .7. 2. Vérification de l'effort normal réduit.....	61
III .7. 3. Justification de l'interaction (voiles-portiques).....	62
III .7. 4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	63
III .7. 5. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	64
III .7. 6. Conclusion.....	65

Chapitre IV : étude des éléments structuraux

IV-1 Introduction.....	66
IV-2 Etude des poutres	66
IV-2-1Recommandations du RPA99V2003	66
IV-2-2 Calcul de ferraillage	67
IV-2-3 Vérification du RPA.....	68
IV-2-4 Vérifications à L'ELU	69
IV-2-5 Vérifications à L'ELS.....	70
IV-2-6 Schémas de ferraillage des poutres	71
IV-3 Etude des poteaux	72
IV-3-1Les recommandations du RPA 99V2003	72
IV-3-2Ferraillage des poteaux	74
IV-3-3 Vérifications nécessaires	77
IV-3-4Schémas de ferraillage des poteaux.....	82
IV-4 Etude des voiles	83
IV-4-1Introduction	83
IV-4-2 Les recommandations du RPA99.....	83
IV-4-2 Exemple de calcul du voile V_{x1} et V_{x2}	83

Chapitre V : étude des fondations

Introduction.....	89
V.1. Choix du type des fondations.....	89
V.2. Combinaisons d'actions à considérer.....	89
V.3. Etude du radier.....	89
V.3.1.Pré dimensionnement	89
V.3.2 Les vérifications nécessaires	90
V.3.3 La dalle du radier	94
V.3.4. Ferraillage des débords.....	96
V.4.Etude des nervures.....	97
V.4.1 Les sollicitations sur les nervures.....	97
V.4.2. Ferraillage.....	99
V.4.3.Armatures de peau.....	100
V.5.Etude du voile périphérique.....	102

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I. 1 les valeur de θ correspondant à la durée d'application	8
--	---

Chapitre II : pré dimensionnement et étude des éléments secondaire

Tableau II. 1. résumé de calcul des dalles.....	12
Tableau II. 2. dimensions des dalles.....	12
Tableau II.3.pré dimensionnement des poutres et vérifications du RPA.....	15
Tableau II. 4. Les dimensions préalable des poteaux.....	16
Tableau II. 5. Évaluation des charges et surcharges pour le plancher à corps creux.....	16
Tableau II.6. Évaluation des charges et surcharges pour le plancher à corps creux terrasse accessible.....	17
Tableau II.7. Évaluation des charges et surcharges pour le plancher à corps creux terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.8. Évaluation des charges et surcharges pour le plancher en dalle pleine terrasse accessible.....	17
Tableau II.9. Évaluation des charges et surcharges pour le plancher en dalle pleine étage courant.....	18
Tableau II.10. Évaluation des charges et surcharges pour le palier de repos.....	18
Tableau II.11. Évaluation des charges et surcharges pour la volée.....	19
Tableau II.12. Évaluation des charges et surcharges pour le Murs extérieur en doubles parois en brique creuse	19
Tableau II.13. charges et surcharges reprise par le poteau 'C4'.....	21
Tableau II.14. résultats de la descente de charge pour le poteau 'C4'	22
Tableau II.15. résultats de la descente de charge pour le poteau 'C4'	22
Tableau II.16.résultats de la vérification du poteau p1 à la compression simple	23
Tableau II. 17. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.....	24
Tableau II. 18 . Tableau vérification de RPA.....	25
Tableau II.19.Récapitulatif des dimensions des différents éléments.....	25
Tableau II. 20.les différents types de poutrelles.....	26

Tableau II. 21. tableau des charges revenant aux poutrelles.....	27
Tableau II.22. tableau des sollicitations maximales de la poutrelle T1 des différents niveaux.....	28
Tableau II.23. tableau des sollicitations maximales de la poutrelle T2 des différents niveaux.....	29
Tableau II. 24. tableau récapitulatif des efforts maximaux.....	29
Tableau II. 25. calcul du ferrailage longitudinal des différents niveaux.....	33
Tableau II.26. Vérification nécessaire à l'ELU.....	33
Tableau II.27. Vérification des contraintes à l'ELS.....	33
Tableau II.28. tableau des sollicitations de la dalle 14.....	35
Tableau II. 29. tableau de calcul des moments.....	35
Tableau II.30. tableau des sollicitations de la dalle 14.....	36
Tableau II. 31. tableau des vérifications de la dalle 14 à l'ELS.....	37
Tableau II. 32. tableau des vérifications de la flèche de la dalle D14.....	37
Tableau II. 33. tableau de calcul de ferrailages et des vérifications des dalles 8 et 13.....	37
Tableau II.34. tableau de calcul de ferrailage de la dalle 6.....	38
Tableau II. 35. tableau de vérifications de la dalle D6 à l'ELU.....	38
Tableau II.36. tableau de vérifications de la dalle 6 à l'ELS.....	38
Tableau II.37. tableau de vérification des conditions de la flèche.....	39
Tableau II.38. tableau de la vérification de la flèche de la dalle 6.....	39
Tableau II.39. tableau de calcul de ferrailage de l'escalier RDC.....	40
Tableau II.40 . Tableau de vérification des contraintes de l'escalier RDC.....	40
Tableau II.41. tableau de vérification de la flèche de l'escalier.....	41
Tableau II.42 . Tableau de calcul de ferrailage de la poutre palière.....	42
Tableau II.43. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	43
Tableau II.44 . Le ferrailage de la poutre de chainage.....	45
Tableau II.45. vérification des contraintes.....	45
Tableau II.46. Le ferrailage de dalle.....	47
Tableau II.47. La vérification des contraintes.....	47
Tableau II. 48. Le ferrailage de la dalle.....	49
Tableau II.49. Vérification des contraintes.....	50
Tableau II.50. Les charges verticales.....	51

Tableau II.51 Résumé de calcul de centre de gravité.....	51
Tableau II.52. Différentes combinaisons à utiliser.....	52
Tableau II. 53. Le ferrailage de l'acrotère.....	53
Tableau II. 54. calcul de la position de l'axe neutre.....	54
Chapitre III : étude dynamique	
Tableau III. 1. Dimensions finales des éléments structuraux.....	56
Tableau III.2. valeurs des pénalités.....	59
Tableau III. 3. période et taux de participation massique de la structure.....	60
Tableau III.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	61
Tableau III.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux après le redimensionnement.....	62
Tableau III.6. L'interaction sous charges vertical.....	63
Tableau III.7. L'interaction sous charges horizontal.....	63
Tableau III.8. Vérification des déplacements relatifs.....	64
Tableau III.9. Vérification de l'effet P-Delta.....	65
Chapitre IV :étude des éléments structuraux	
Tableau IV.1. Les sollicitations maximales dans les poutres principales.....	67
Tableau IV.2. Les sollicitations maximales dans les poutres secondaires.....	68
Tableau IV.3. Le ferrailage des poutres principales.....	68
Tableau IV.4. Le ferrailage des poutres secondaires.....	68
Tableau IV.5. Vérification des contraintes tangentielles.....	70
Tableau IV. 6. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	70
Tableau IV. 7 Vérification des conditions de la flèche des poutres.....	71
Tableau IV.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	73
Tableau IV.9. Calcul des armatures longitudinales.....	76
Tableau IV.10. Sollicitations et ferrailage des poteaux.....	77
Tableau IV.11. Vérification au flambement des poteaux.....	78
Tableau IV.12. Vérification des contraintes dans le béton.....	79
Tableau IV. 13. Vérification des contraintes de cisaillement.....	79
Tableau IV.14. Dimensions de la zone nodale.....	80
Tableau IV.15. Moments résistant dans les poteaux.....	81

Tableau IV.16. Moments résistants dans les poutres principales.....	81
Tableau IV.17. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	81
Tableau IV.18. Vérification des zones nodales dans les poutres principales.....	82
Tableau IV.19. Vérification des zones nodales dans les poutres secondaires.....	82
Tableau IV. 20. sollicitations dans les voiles Vx_1 et Vx_2	84
Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage des voiles $VX1$ et $VX2$	85
Tableau IV.22. sollicitations et ferrailage des voiles $VX3$ et $VX4$	86
Tableau IV. 23. sollicitations et ferrailage des voiles $VY1$	87
Tableau IV.24. sollicitations et ferrailage des voiles $VY2$	87
Tableau IV.25. sollicitations et ferrailage des voiles $VY3$	88
Tableau IV.26. sollicitations et ferrailage des voiles $VY4$	88
Chapitre V : étude des fondations	
Tableau V 1. Ferrailage du radier.....	94
Tableau V. 2. Vérification des contraintes du radier à l'ELS.....	95
Tableau V. 3. Calcul des armatures à l'ELS.....	95
Tableau V.4. vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.....	96
Tableau V.5. Résumé des résultats du ferrailage.....	96
Tableau V.6. Vérification des contraintes de débord à l'ELS après augmentation du ferrailage..	96
Tableau V. 7. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU.....	99
Tableau V. 8. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS.....	99
Tableau V. 9. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y à l'ELU.....	99
Tableau V.10. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y à l'ELS.....	99
Tableau V.11. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.....	100
Tableau V.12. Résumé des résultats de vérification des contraintes.....	101
Tableau V.13. Résumé des résultats de recalcul de ferrailage à l'ELS.....	101
Tableau V.14. Tableau de ferrailage du voile périphérique.....	103
Tableau V.15. résultats de calcul et vérification à l'ELS du voile périphérique	104
Tableau V.16. résultats de calcul et vérification à l'ELS du voile périphérique.....	104
Tableau V.17. résultats de vérifications après augmentation du ferrailage.....	104

Liste des figures

Chapitre I.

Figure I. 1. situation du site de projet	1
Figure I. 2. carte géologique de la région de béjaia.....	2
Figure I.3. Vue du terrain étudié	2
Figure I. 4. implantation des essais géotechnique	3
Figure 5. diagramme des contraintes du béton	6
Figure I. 6. diagramme des contraintes limite du béton.....	7
Figure I.7: diagramme contrainte de déformation de l'acier.....	8

Chapitre II.

Figure II.1. coupe verticale du plancher en corps creux.....	10
Figure II.2. La Disposition des poutrelles pour RDC et étage 1 et 2	11
Figure II.3. Schéma représentatif de l'escalier11.....	13
Figure II. 4. la 1 ^{ère} et 2 ^{ème} volée du RDC	13
Figure II. 5. la 3 ^{ère} et 4 ^{ème} volée du RDC	13
Figure II.6. Schéma statique des volées 1 et 2 du RDC.....	14
Figure II.7. Schéma statique des volées 3 et 4 du RD.....	14
Figure II. 8. schéma statique d'escalier de l'étage 1	14
Figure II.9. Schéma statique des étages courants et étage 2.....	15
Figure II.10 .Schéma d'un voile.....	15
Figure II.11. la section du poteau	16
Figure II. 12 . la surface afférente du poteau « C4 » de la terrasse inaccessible.....	20
Figure II.13. la surface afférente du poteau « C4 » de l'étage 9.....	20
Figure II. 14. la surface afférente du poteau « C4 » pour les étages de 8 à 2.....	20
Figure II.15 .la surface afférente du poteau'« C4 » pour le sous sol	20
Figure II.16 : la surface afférente du poteau« C4 » pour l'étage 1 et RDC.....	20
Figure II.17. schéma statique de la poutrelle T1	27
Figure II.18. Ferrailage des poutrelles de l'RDC.....	34
Figure II.19. Ferrailage de la dalle de compression	34
Figure II.20. Dalle sur 2 appuis(D14)	35
Figure II. 21. Dalle sur 4 appuis(D8).....	37

Figure II.22. Dalle sur 4 appuis(D13)	37
Figure II.23. Dalle sur 3 appuis(D6)	37
Figure II.24. schéma statique de la dalle (D6)	38
Figure II.25. schéma représentatif Du RDC	39
Figure II.26. schéma statique du RDC	40
Figure II.27. coupe pour calcul des moments	40
Figure II.28. Schéma de ferrailage de l'escalier	41
Figure II.29. Schéma statique de la poutre palière	41
Figure II. 30. Ferrailage de la poutre palière	44
Figure II. 31. Schéma statique de la poutre de chainage.....	44
Figure II.32. Ferrailage de la poutre de chainage	46
Figure II. 33. schéma représentatif de l'ascenseur.....	46
Figure II. 34. Illustration de la surface d'impact.....	48
Figure II.35. Ferrailage de dalles au dessous de l'ascenseur et dalle sale machine	50
Figure II.36. coupe A_A du panneau de dalle salle machine	50
Figure II.37. Les dimensions de l'acrotère.....	51
Figure II. 38. schémas statique de l'acrotère	52
Figure II. 39. Schéma de ferrailage de l'acrotère	54
Chapitre III.	
Figure III.1. Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 16.....	55
Figure III. 2 .la disposition des voiles réaliser avec le logiciel	56
Figure III.3. Spectre de réponse.....	57
Figure III.4. 1er mode de vibration selon l'axe y-y (translation).....	60
Figure III.5. 2ème mode de vibration selon l'axe x-x(translation).....	61
Chapitre IV.	
Figure IV. 1. Schéma de dispositions constructives avec la coupe en travée et appui de la poutre Principale et secondaire de l'étage courant non associée aux voiles.....	72
Figure IV.2. zone nodale.....	73
Figure IV. 3. La zone nodale.....	80
Figure IV.4. La répartition des moments sur la zone nodale.....	80
Figure IV.5. Schémas de ferrailage des poteaux de RDC et étage 1+2.....	82
Figure IV.6. zone courante et zone tendue dans le voile.....	84
Chapitre V.	

Figure V.1. Zone de contact du poteau	90
Figure V. 2. schéma représentatif du débord du radier	92
Figure V. 3. le panneau le plus sollicité	94
Figure V4. Schéma statique du débord	96
Figure V. 5. Schéma des lignes de ruptures	97
Figure V.6. schéma de la nervure la plus sollicité selon X-X	98
Figure V.7 . Schéma de la nervure la plus sollicité selon y-y	98
Figure V.8 . section de la nervure à ferrailer.....	99
Figure V. 9 . Schéma de ferrailage de la nervure sens X-X	101
Figure V.10 . Poussé des terres sur le mur périphérique.....	102

Symboles et Notations:

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimées.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a: Une dimension transversale.

b: Une dimension longitudinale.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et **f_{t28}** : Résistance calculée à 28 jours.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

l : Longueur ou porté

l_r : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

St : Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y : Coordonnée.

z : Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α : Angle en général, coefficient.

γ : Coefficient

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ : Elancement.

μ : Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ : Contrainte tangente

Introduction Générale

La première structure en béton armé a été conçue en 1885 par l'ingénieur français Joseph Lumbot (**J.-L. Bosc, J.-M. Chauveau et al. *Joseph Monier et la naissance du ciment armé*, éd. du Linteau, 182 p**), depuis cette date ce matériau c'est fortement répandu dans le domaine de construction.

Cependant, avant 1850 la construction des ouvrages ne répondait à aucun critère spécifique ce qui pouvait avoir des conséquences désastreuses, ensuite cette problématique a encouragé les ingénieurs à s'intéresser à la théorie de la résistance des matériaux et c'est ainsi que un règlement avec calcul en béton armé est apparu, cet article a pour objectif d'expliquer les bases des calcul concernant le béton armé y notamment développées de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance (ELU), des états limites de services (ELS).

Depuis le séisme de BOUMERDES en 2003 le Règlement Parasismique Algérien a été modifié vu le regain d'intérêt pour les constructions parasismiques.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment de (R+9+SOUS SOL à usage commerciale +service+ habitation) sis EDIMCO (wilaya de BEJAIA) d'une zone sismique moyenne.

Ce mémoire est composé de cinq chapitres, où les généralités sur les caractéristiques de notre ouvrage ainsi que les matériaux et le site sont abordés dans un premier chapitre, Un pré dimensionnement des éléments de la superstructure et l'étude des éléments secondaires sont exposés au deuxième chapitre, dans le troisième chapitre l'étude dynamique sera établie dans le but de déterminer le comportement idéal de notre projet et tirer toutes les sollicitations qui permettra d'effectuer le ferraillage des éléments structuraux dans le quatrième chapitre, le cinquième chapitre de ce travail est réservé à l'étude de l'infrastructure.

Enfin, une conclusion générale des principaux résultats obtenus dans ce travail.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

Dans ce chapitre on fera une reconnaissance des caractéristiques géométrique, de la structure et des caractéristiques mécanique des matériaux utilisée dans la réalisation de notre projet, pour que notre étude génie civil soit bien faite.

I.2. Aperçu générale du site

I.2.1. Situation géographique

Le projet à étudier est un R+9 + sous-sol et terrasse accessible et autre inaccessible, d'une forme irrégulière.

Ce projet fait partie de la promotion immobilière « *résidence zhira* » sise à l'est de la cité édimco en face l'hôtel zéphire dans la ville de Bejaia.

Destiné à usage, parking au niveau sous-sol, et commercial au niveau RDC, service au niveau 1^{er} et 2^{ème} étages, et d'habitation au étages supérieures.

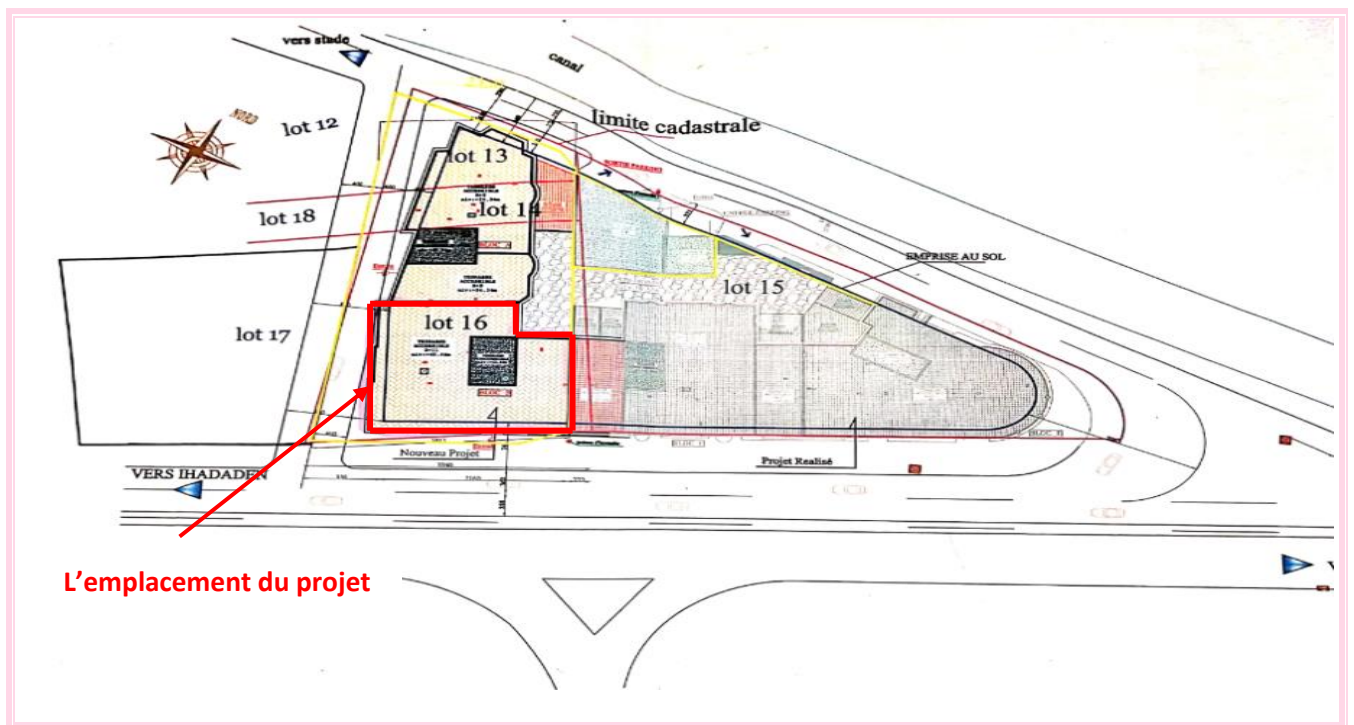


Fig. I. 1: situation du site de projet

I.2.2. Aspect géophysique

Le projet sera réalisé dans la ville de Bejaia, selon le règlement parasismique algérien (R.P.A), une zone de moyenne sismicité IIa

L'ouvrage est classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99) dans le groupe 2 ayant une importance moyenne.

I.2.3. Aspect géologique

D'après la carte géologique 1 /500 000^e de la région de Bejaia, le sol constituant le terrain est formé d'alluvions anciens du niveau inférieurs.

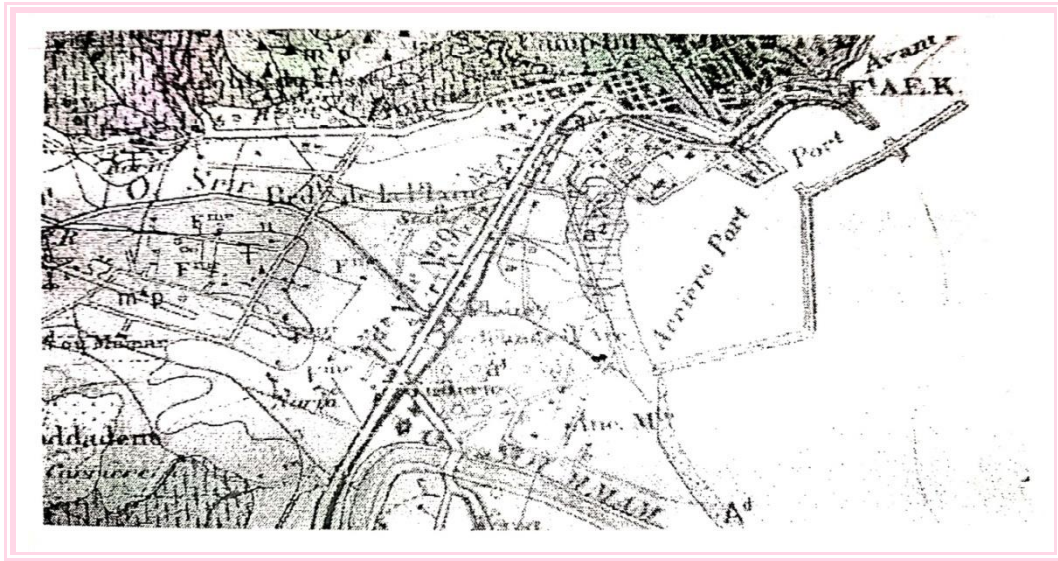


Fig. I. 2 : carte géologique de la région de Béjaïa

Le terrain est composé essentiellement d'alluvion de oued Seghir, on y rencontre des limons, des sables ainsi que des galets enrobés dans des matrices argileuses marneuses. Par ailleurs des marnes compactes et plastiques sont abondantes en profondeur.

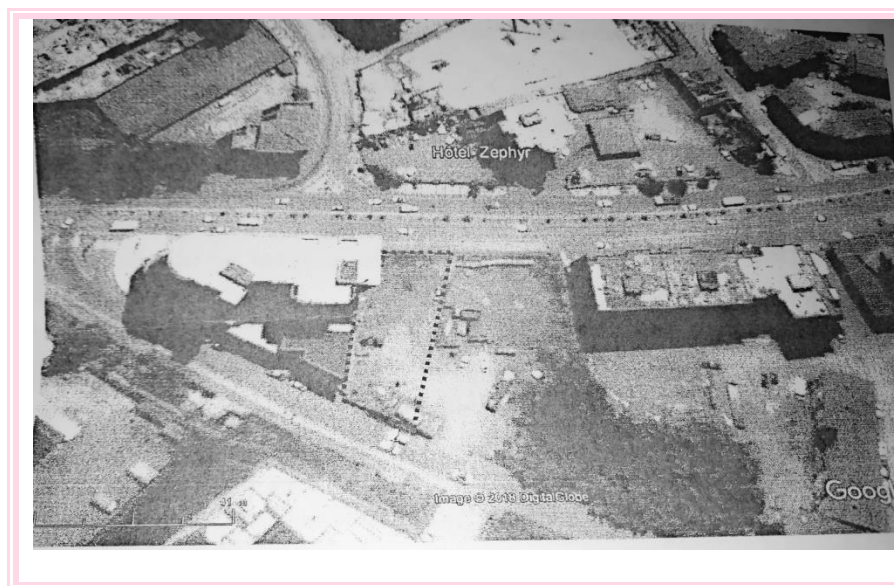


Fig. I. 3: Vue du terrain étudié

I.2.4.état de terrain d'assise

Suite aux visites sur site des géotechniciens, ils ont constaté un terrain plat et nu de toute construction, il est à environ 16m du lit mineur de oued seghir (actuellement canalisé)

I.2.5. Données géotechniques du site

I.2.5.1. Stabilité des parois après terrassement

Il est question dans ce projet de réaliser des immeubles avec sous-sol, avec un fond de fouille à -4.00m par rapport à la surface du terrain.

On aura par conséquent, des parois de 4m de hauteur, par ailleurs et selon les résultats des essais effectués, la couche superficielle allant jusqu'à 3m d'épaisseur environ, est de faible cohésion ($< 0,3 \text{ bar}$ et $\varphi < 20^\circ$).

A cet effet, il est recommandé de procéder au confortement de la paroi juste à la fin du terrassement et accélérer la mise en place du drainage des fondations.

1.2.5.2. Conclusion et recommandations

Le terrain de la parcelle étudiée pour recevoir cet immeuble en R+9 est constitué de sols de moyenne portance.

Le terrain est plat de constitution limoneuse graveleuse peu à moyennement compacte en surface, à argileuse marneuse compacte avec passage de galets et gros sable, en profondeur. Les essais pénétrométrique dynamique et les essais pressiométriques ont relevé un sous-sol hétérogène vis-à-vis de sa résistance, qui est globalement faible au niveau des trois premiers mètres et moyenne à bonne dans la couche intermédiaire entre -3m et -8m .au-delà d 8m, les sols deviennent de plus en plus compacts.

Par rapport à leur aspect géotechnique, les sols de fondation sont caractérisés comme suit :

- La couche superficielle de remblais récents (faible compacité) est de 3.20m d'épaisseur en général.
- Le taux de travail pour un fond de fouille à -4m est de $\sigma_{adm} = 1.38 \text{ bars}$.
- Les caractéristiques mécaniques moyenne des sols à partir de -4m : $\gamma_h = 19.8 \text{ kn/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$ et $C = 0.3 \text{ bar}$.
- Des eaux souterraines non agressives sont constaté au 4^{ème} mètre de profondeur
- Le site est classé en catégorie S4

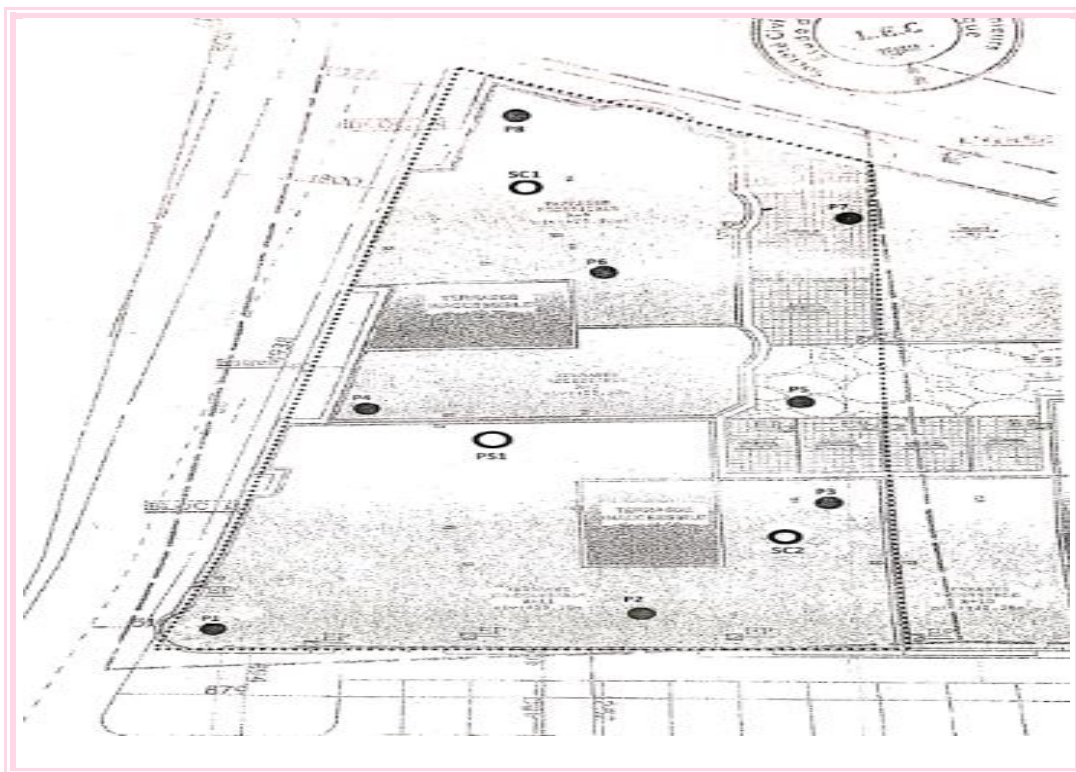


Fig. I. 4: implantation des essais géotechnique

Aucune substance agressive vis-à-vis du béton n'est constatée dans le sous-sol.

I.3 Caractéristique de la structure

I.3.1 Caractéristique géométrique

Les caractéristiques de la structure sont :

 Largeur en plan	21.55m
 Longueur en plan	18.55m
 Hauteur de sous-sol	3.06m
 La hauteur de RDC.....	5.44m
 La hauteur du 1 ^{er} étage	3.06m
 La hauteur de 2 ^{ème} étage	4.59m
 La hauteur des étages courant	3.06m
 La hauteur totale.....	37.91m

I.4. Choix du contreventement :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), et que la hauteur de la structure dépasse 33 m, le Contreventement sera donc mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile.

I.5. Règlement et norme utilisée

- RPA 99 /version 2003 (règlement parasismique algérien)
- BAEL 91 /modifiée 99 (béton armé aux états limites)
- CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- DTR B.C.2.2 (charge permanente et charge d'exploitation)
- DTR B.C.2.33.1 (règle de calcul de la fondation superficielle)

I.6. Actions et sollicitations

I.6.1 les actions

Sont des forces appliquées directement à la construction, elles peuvent être sous forme, d'actions verticales ou horizontales

I.6.1.1 actions verticales

Peuvent être permanente, constante, variable, ou très peu variables

❖ Les actions permanente G

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

- ❖ Le poids propre de la structure
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes
- ❖ Le poids de la poussée des terres ou les pressions des liquides
- ❖ Les déformations imposées à la structure

❖ Les actions variables Q

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elle comporte :

- ❖ Les charges d'exploitations
- ❖ Les charges climatiques
- ❖ Les effets thermiques

I.6.1.2 les actions horizontales

Sont généralement accidentelles dues aux efforts qui se produise rarement et avec une faible durée.

❖ actions accidentelles (FA)

Ce ont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ les chocs
- ❖ les séismes
- ❖ les explosions
- ❖ les feux

I.6.2. Les sollicitations

Ce sont les efforts tranchant et les efforts normaux ainsi que les moments de flexion et de torsion, développée dans une structure par combinaison d'action on notera :

$$\text{❖ situations durables} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

$$\text{❖ situations accidentelles} \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

I.7. Caractéristique des matériaux

I.7.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué a partir de granulats (sables, gravions) agglomérés par un liant (ciment).

Le liant peut être qualifié d'hydraulique dosé à 350 kg/m^3

Dosage : pour 1m^3 du béton courant, pour un rapport $\frac{E}{C}=0.5$ est :

$$\begin{cases} 350 \text{ Kg de ciment} \\ 400\text{K de sable } (0 < Dg < 5\text{mm}) \\ 800\text{K de } \begin{cases} \text{gravion}(0 < Dg < 15\text{mm}) \\ \text{gravier}(0 < Dg < 25\text{mm}) \end{cases} \\ 175\text{l d'eau de gachage} \end{cases}$$

I.7.1.2. Résistance caractéristique du béton

a. résistance à la compression

Le béton est définie par sa résistance à la compression à 28 jours noté $f_{c_{28}}$ elle est en fonction de l'âge du béton

- Pour des résistances $f_{c_{28}} < 40 \text{ Mpa}$

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83} f_{c_{28}} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{c_j} = f_{c_{28}} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c_{28}} > 40 \text{ Mpa}$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.4+0.95} f_{c_{28}} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{c_j} = f_{c_{28}} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350 kg de ciment (CPA 325) la résistance moyenne $f_{c_{28}}$ comprise entre 22 et 25 Mpa on prend $f_{c_{28}} = 25 \text{ Mpa}$

b. résistante a la traction f_{t_j}

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{t_j} = 0.275 * f_{c_j} \quad \text{si } f_{t_{28}} > 60 \text{ Mpa} \quad \text{CBA93 (Art. A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $j=28$ jours et $f_{c_{28}} = 25 \text{ Mpa}$ donc $f_{t_{28}} = 2.1 \text{ Mpa}$

C. contraintes limites

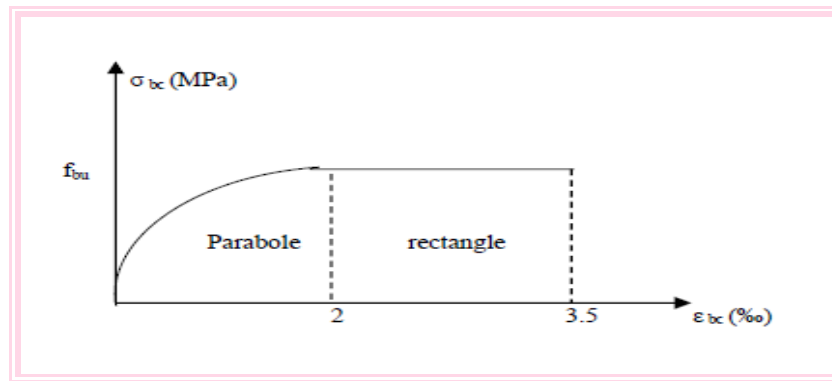


Fig. I. 5: diagramme des contraintes du béton

- état limite ultime

La contrainte ultime de compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c_{28}}}{\theta * \gamma_b}$

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons normales

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles

Donc $f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ Mpa pour les situations durable} \\ 18.48 \text{ Mpa pour les situations accidentelle} \end{cases}$

θ : dépend de la durée d'application de chargement

θ	Durée d'application
1	$> 24h$
0.9	$1h \leq \text{durée} \leq 2h$
0.85	$< 1h$

Tabl. 1. les valeurs de θ correspondant à la durée d'application

La contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

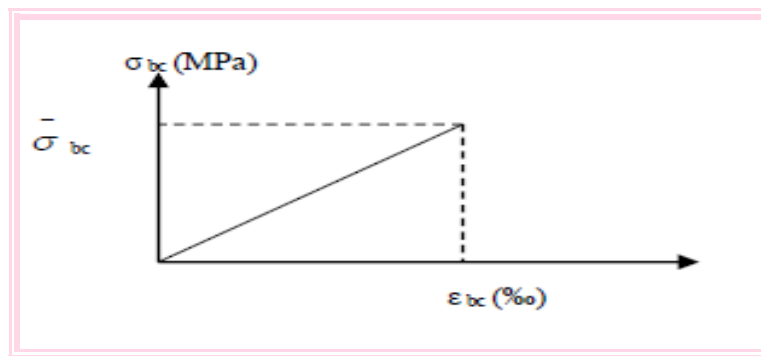


Fig. I. 6: diagramme des contraintes limite du béton

• état limite de service ELS :

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$ pour notre cas $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \begin{cases} \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} & \text{pour F.P.N} \\ \tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa} & \text{pour F.N} \end{cases}$$

d. module de déformation longitudinale

Le module de Young déduit du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

$$\begin{cases} E_{vj} = (1/3) * E_{ij} & (\text{Art A. 2. 1. 2. 1 CBA93}) \\ E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} & (\text{Art A. 2. 1. 2. 2 CBA93}) \end{cases}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $\Leftrightarrow \begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa} \\ E_{v28} = 10721.40 \text{ Mpa} \end{cases}$

e. coefficient de poisson

Il sera égal :

$\nu = 0 \Rightarrow$ a l'état limite ultime ELU (pour le calcul des sollicitations)

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ a l'état Limite de service ELS (pour le calcul des déformations)

f. module de déformation transversale du béton

Il sera égale a :

$$G = \frac{E_{ij}}{2*(\nu+1)} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow G = 0.5 * E_{ij} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow G = 0.42 * E_{ij} \end{cases}$$

I.8. Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone il est nécessaire pour reprendre les efforts de tractions et pour limiter les fissurations.

• les principales armatures utilisées

- ✚ les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales
- ✚ les treillis soudé pour les hourdis des plancher à Corp creux Fe 500

I.8.1. Les contraintes de calcul d'aciers

a. état limite ultime (ELU)

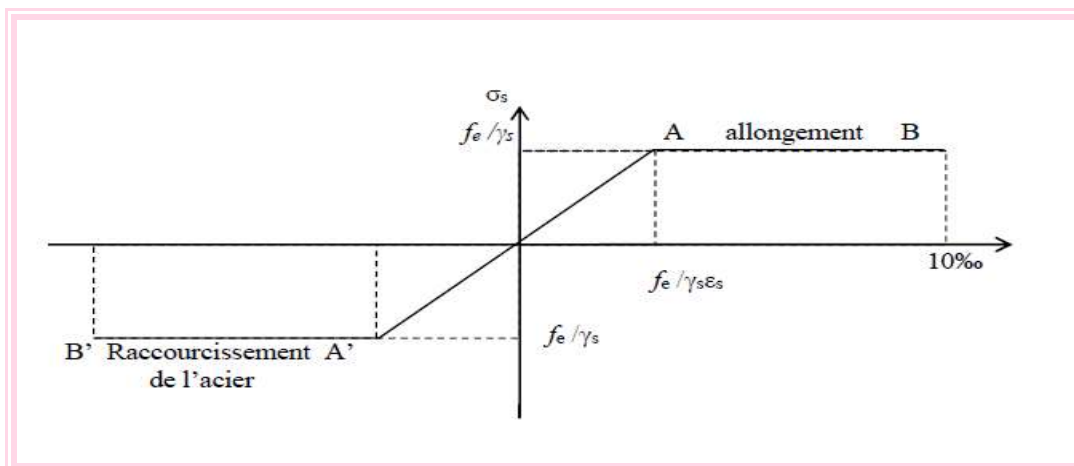


Fig. I. 7: diagramme contrainte de déformation de l'acier

Les contraintes admissibles de l'acier sont :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} \quad \text{si } \varepsilon_s < \varepsilon_{sl} \quad \text{donc } \sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

si $\varepsilon_{sl} \leq \varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$ Donc $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

avec $E_s = 20000 \text{ Mpa}$ (module d'élasticité)

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$ cas accidentel

$\gamma_s = 1.15$ cas général

b. état limite de service ELS

On limite l'état de fissuration de l'acier comme suit

- fissuration peu nuisible : pas de limitation
- fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec η : coefficient de fissuration

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

pour notre cas :

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} & \text{pour situation durable} \\ \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} & \text{pour situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \sigma_s \leq 201.6 \text{ MPA} & \text{pour F.N} \\ \sigma_s \leq 164.97 & \text{pour F.T.N} \end{cases}$$

Chapitre II

*Pré dimensionnement et étude
des éléments secondaires*

Introduction

Dans ce chapitre on va déterminer les dimensions des différents éléments de la structure afin d'être dans l'économie et d'éviter un sur dimensionnement de béton et de l'acier. On utilise pour déterminer au préalable le pré dimensionnement des éléments de notre structure les règlements suivant :

✚ RPA99 V2003.

✚ BAEL91.

✚ CBA93.

II-1 pré dimensionnement des éléments secondaires :

II-1-1 Plancher :

A) Plancher à corps creux :

Le plancher en corps creux se compose de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé, dalle de compression, son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

$L_{\max}$: longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptés.

h_t : la hauteur totale du plancher.

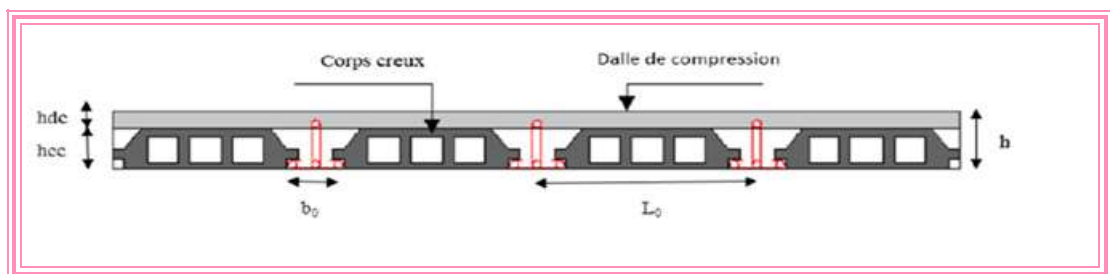


Figure II.1 : coupe verticale du plancher en corps creux.

Le choix du sens de disposition des poutrelles pour notre plancher se fait par les deux critères suivant :

- ✓ Le critère de la plus petite portée : les poutrelles seront disposées parallèlement à la petite portée à fin de diminuer la flèche.
- ✓ Le critère de continuité : la disposition des poutrelles sera selon le sens où il y a plus d'appuis.

❖ On a disposé les poutrelles comme suit :

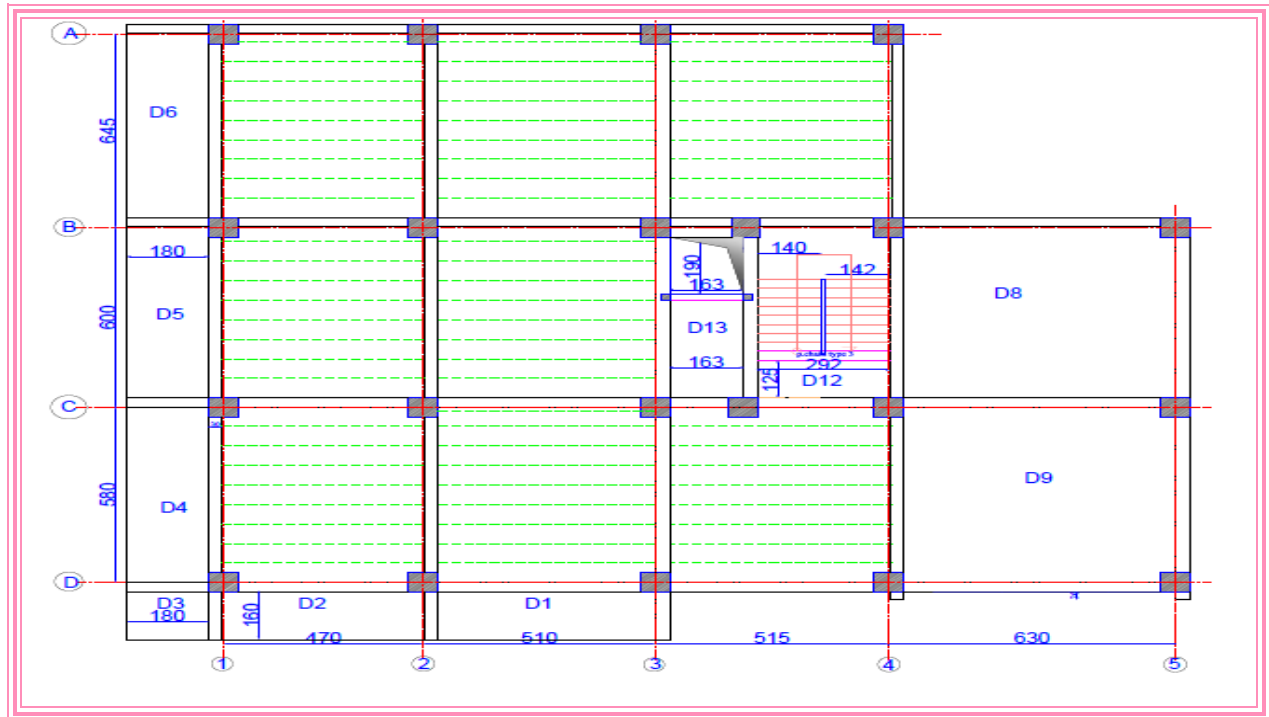


Figure II.2. : Disposition des poutrelles pour RDC et étage 1 et 2

Remarque : la répartition des autres dalles des différents niveaux sera mise à (l'annexe n°02)

Selon notre disposition des poutrelles on aura :

$$L_{\max} = 5,15 - 0,3 = 4,85\text{m} \Rightarrow h_i \geq 21,55\text{ cm}$$

Donc on opte pour un plancher de 24cm = (20+4) cm

• Les poutrelles :

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,8h \quad \text{donc} \quad 9,6\text{cm} \leq b_0 \leq 19,2\text{cm} \quad \text{soit}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA (art A4.1.3)}$$

$$l_x = l_o - b_0 \Rightarrow l_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$l_y = 470 - 30 = 440\text{cm.}$$

$$\text{Donc } b \leq 65\text{cm} \Rightarrow$$

$$b = 65\text{cm}$$

l_x : distance entre nus d'appuis de deux poutrelles.

l_y : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles

b : largeur efficace.

b_0 : la largeur de la nervure.

B) Les planchers à dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé, le pré dimensionnement de son épaisseur 'e' d'épand de :

a)-Conditions du coupe-feu (CBA93) :

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heure de coupe-feu.

b)-La résistance a la flexion(CBA93) :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \longrightarrow \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho < 0,4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \longrightarrow \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \geq 0,4.$$

$$\frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20} \longrightarrow \text{Pour une dalle sur 2 appuis avec } \rho \geq 0,4.$$

$$e \geq \frac{l_x}{20} \longrightarrow \text{Pour une dalle sur 1 appui.}$$

c)-Critère d'isolation phonique :

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

Non applicable pour les dalles extérieurs (balcons) et les escaliers

- ❖ Notre projet comporte 3 types de dalles, on expose les dalles les plus défavorables de chaque type :

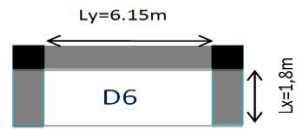
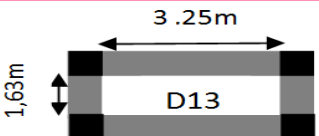
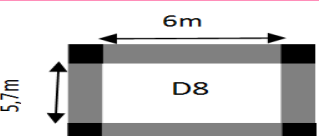
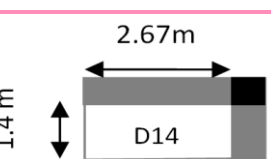
Dalle 6	$L_x=1,8\text{m.}$ $L_y=6,15\text{m.}$ $\rho=\frac{l_x}{l_y}=\frac{1,8}{6,15}=0,29 \Rightarrow \rho < 0,4$	$\begin{cases} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ \frac{180}{35} \leq e \leq \frac{180}{30} \\ 5,14 \leq e \leq 6 \end{cases}$	
Dalle 13	$L_x=1,63\text{m.}$ $L_y=3,25\text{m.}$ $\rho=\frac{l_x}{l_y}=\frac{1,63}{3,25}=0,5 \Rightarrow \rho > 0,4$	$\begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ \frac{163}{45} \leq e \leq \frac{163}{40} \\ 3,62 \leq e \leq 4,07 \end{cases}$	
Dalle 8	$L_x=5,7\text{m.}$ $L_y=6\text{m.}$ $\rho=\frac{l_x}{l_y}=\frac{5,7}{6}=0,95 \Rightarrow \rho > 0,4$	$\begin{cases} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ \frac{570}{45} \leq e \leq \frac{570}{40} \\ 12,66 \leq e \leq 14,25 \end{cases}$	
Dalle 14	$L_x=1,4\text{m.}$ $L_y=2,67\text{m.}$ $\rho=\frac{l_x}{l_y}=\frac{1,4}{2,67}=0,52 \Rightarrow \rho > 0,4$	$\begin{cases} \frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20} \\ \frac{140}{30} \leq e \leq \frac{140}{20} \\ 4,66 \leq e \leq 7 \end{cases}$	

Tableau II.1 : résumé de calcul des dalles

⇒ On opte pour les épaisseurs des dalles pleines selon les critères suivant :

Critère	e (cm)	La dalle
Coupe – feu	12	D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D10, D11, D12, D13, D14, D16, D17
Isolation phonique	15	D8, D9, D15

Tableau II.2 : dimensions des dalles

II-1-2 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches

Permettant de passer d'un niveau à un autre.

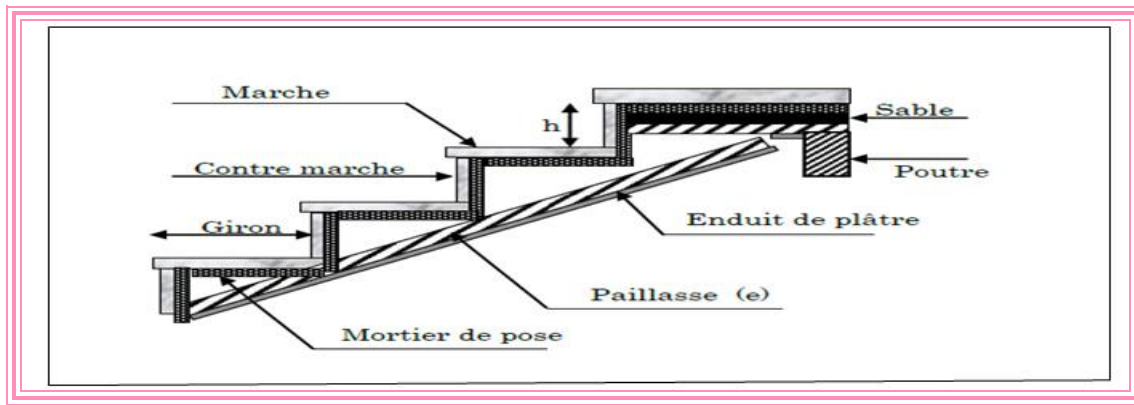


Figure II.3: schéma représentatif de l'escalier

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est un escalier droit en béton armé. Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

- la hauteur h des contremarches est entre 14 et 18 cm
- la largeur des marches (giron) est entre 25 et 32 cm

On distingue dans notre projet des cages d'escalier de différents types :

- RDC : escalier à 4 volées non identiques
- Etage 1 : escalier à 2 volée identique
- Etage 2 : escalier à 3 volées identique
- Etages courants : escalier à 2 volées identiques

Type 1 : escalier a 4 volée (RDC) :

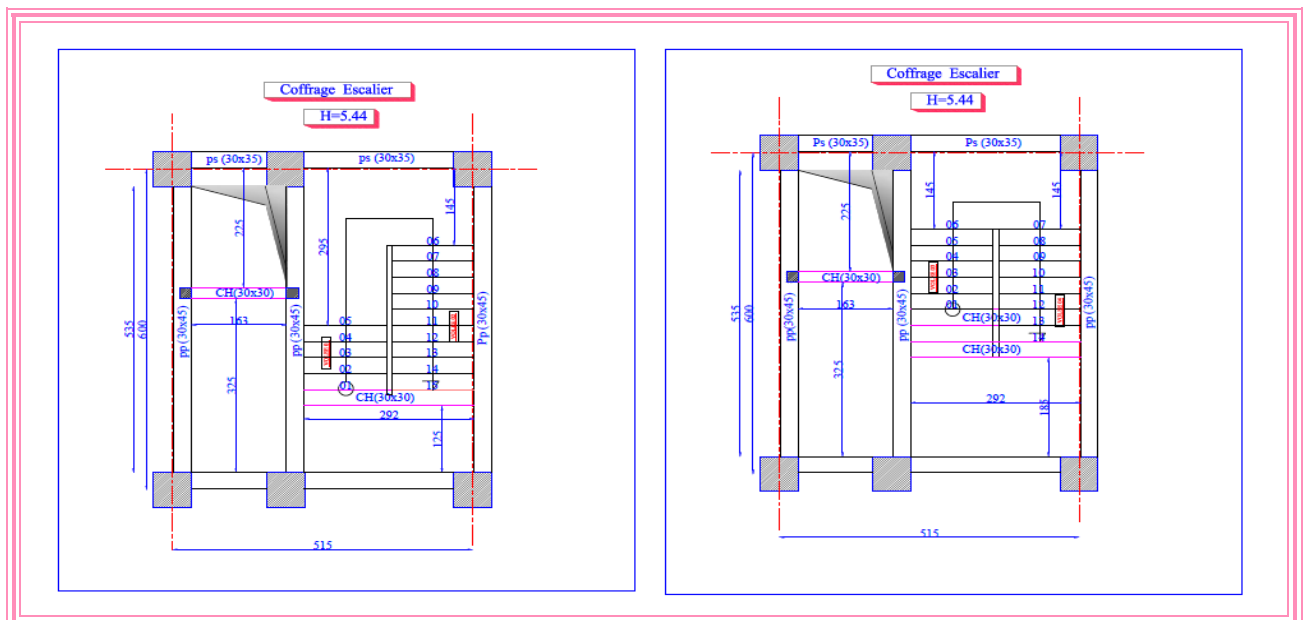


Figure II.4: la 1^{ère} et 2^{ème} volée

Figure II.5: 3^{ème} et 4^{ème} volée

Schéma statique des volées 1 et 2 : Schéma statique des volées 3 et 4 :

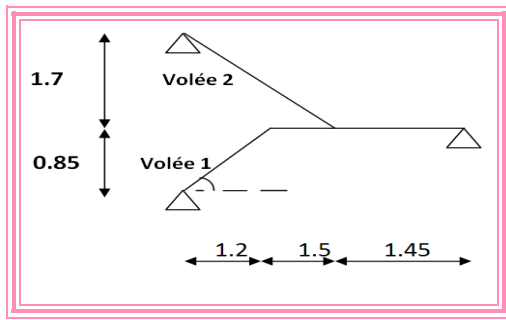


Figure II.6: schéma statique des volées 1 et 2 du RDC

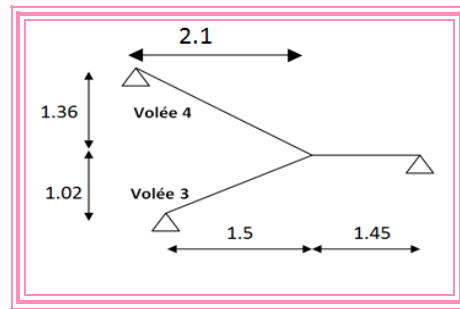


Figure II.7: schéma statique des volées 3 et 4 du RDC

❖ On va étudier la volée la plus défavorable (volée 2) :

• 2^{ème} volée :

• Calcul du nombre de marche et contre marche

On a: $L_0 = 270\text{cm}$ et $H = 170\text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) * n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 * 170 + 270) * n + 2 * 170 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

D'après la résolution de cette équation :

Le nombre de contre marche $n=10$; Le nombre de marche $n-1=9$

• Calcul du giron (g) et de la hauteur d'une contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\text{cm} \quad ; \quad h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17\text{ cm}$$

• Calcul de l'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{170}{270} \quad ; \quad \alpha_1 = 32.19^\circ$$

• Calcul de l'épaisseur de la paillasse

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p L = 1.45 + \sqrt{(2.7)^2 + (1.7)^2} = 4.64\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{464}{30} \leq e \leq \frac{464}{20} \Rightarrow 15.46 \leq e \leq 23.32$$

On opte pour une épaisseur de l' RDC de **e = 18cm**

2^{ème} type : escalier de l'étage 1 :

$$n=9 \quad ; \quad n-1=8 \quad ; \quad g = 30\text{ cm} \quad ; \quad \text{et } h = 17\text{ cm} \quad ; \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$L = 4.296\text{m}$$

$$14.32 \leq e \leq 21.48 \quad \text{On opte pour } e = 15\text{cm}$$

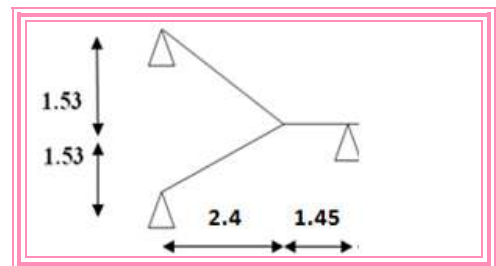


Figure II.8: schéma statique d'escalier de l'étage 1

3^{ème} type : escalier de l'étage 2, à 3 volées identiques, et des étages courants a 2 volées

$$n=9 ; n-1=8 ; \text{ et } h = 17 \text{ cm} ; \alpha = 32.52^\circ ; L = 2.84$$

$$9.466 \leq e \leq 14.2 \quad \text{On opte pour } e = 12 \text{ cm}$$

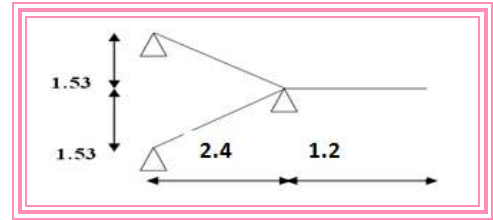


Figure II.9 : Schéma statique des étages courants et étage 2

II-2 pré dimensionnement des éléments principaux :

II-2-1 pré dimensionnement des poutres :

C'est les poutres qui sont perpendiculaires aux poutrelles, on calcul leurs hauteurs selon la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL91})$$

$L_{\max}$: c'est la portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$\text{*vérifications de (RPA 99V2003 Art 7.5.1) : } \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

Le tableau suivant résume le pré dimensionnement des poutres

Poutre	$L_{\max}$ (cm)	h (cm)	b (cm)	$\frac{h}{b}$	Condition du RPA
Principale	615	45	30	1.5	Vérifiée
Secondaire	485	35	30	1.16	Vérifiée

Tableau II. 3:pré dimensionnement des poutres et vérifications du RPA.

II-2-2 Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments de contreventement verticaux en béton armé, ce système est destiné à assurer la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux (séisme, vent, choc etc.), son Pré dimensionnement se fait d'après l'article 7.7.1 de RPA99V2003, il existe les conditions suivantes :

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

$$L \geq 4e$$

-pour RDC et sous-sol

$$e \geq \max\left(\frac{544-45}{20}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow e \geq 24.95 \text{ cm}$$

Pour les étages supérieurs :

$$e \geq \max\left(\frac{306-45}{20}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

h_e : la hauteur libre de l'étage

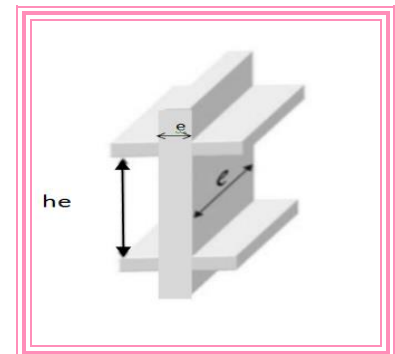


Figure II.10 : Schéma d'un voile

⇒ On opte pour les épaisseurs des voiles comme suit : $\begin{cases} \text{s. sols et RDC : } e = 25\text{cm} \\ \text{les étages supérieurs : } e = 20\text{cm} \end{cases}$

II-2-3 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, leurs calcul est basé sur la descente des charges en appliquant la loi de la dégression des charges sur les poteaux les plus sollicités qui sont souvent : un poteau central, un poteau de la cage d'escalier, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Critère de résistance (BAEL91 Art .B.8.4.1)
- ❖ Critère de stabilité de forme (flambement) (BAEL91 Art .B.8.4.1)
- ❖ La condition de RPA99V2003 (Art .7.4.1) :

$$\min (b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\min (0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

$$(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

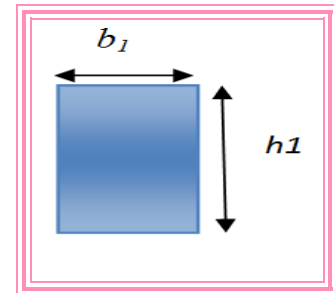


Figure II.11: la section du poteau

✓ On fixe au préalable la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) pour tous les niveaux comme suit :

Niveaux	Section
RDC et sous -sol	65*65
1 ^{er} et 2 ^{ième} étage	60*60
3 ^{ième} et 4 ^{ième} étage	55*55
5 ^{ième} et 6 ^{ième} étage	50*50
7 ^{ième} et 8 ^{ième} étage	45*45
9 ^{ième} étages	40*40

Tableau II.4 : Les dimensions préalable des poteaux

II-3 Evaluation des charges permanentes et les charges d'exploitations:

● Plancher étage courant en corps creux

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-revêtement en 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-plancher a corps creux (20+4) cm	—	0,02	3,2
5-enduit en plâtre	10	0,02	0,2
6-cloison de séparation	10	0,1	1
*La charge permanente G			5,56
*La charge d'exploitation Q			1,5

Tableau II.5: Evaluation des charges et surcharges pour le plancher à corps creux

●Plancher terrasse accessible en corps creux :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-revêtement en 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-plancher a corps creux (20+4) cm	–	0,02	3,2
5-enduit en plâtre	10	0,015	0,15
6-forme de pente	44	0,05	2,2
*La charge permanente G		6,71	
*La charge d'exploitation Q		1 ,5	

*Tableau II.6: Evaluation des charges et surcharges pour le plancher à corps creux terrasse accessible.***● Plancher tersasse inaccessible en corps creux.**

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	20	0,04	0,8
2-Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	44	0,1	2,2
4-Isolation thermique et phonique	2,5	0,04	0,1
5-Plancher à corps creux	–	0,2	3,2
6-Enduit en plâtre	10	0,015	0,15
*La charge permanente G		6,57	
*La charge d'exploitation Q		1	

*Tableau II.7: Evaluation des charges et surcharges pour le plancher à corps creux terrasse inaccessible.***● Plancher tersasse accessible en dalle pleine.**

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2-lit de sable	18	0,02	0,36
3-mortier de pose	20	0,02	0,4
4- Plancher en dalle pleine	25	0,15	3,75
5-enduit en plâtre	10	0,015	0,15
6-forme de pente	0,05	44	2,2
*La charge permanente G		7,26	
*La charge d'exploitation Q		1,5	

Tableau II.8: Evaluation des charges et surcharges pour le plancher en dalle pleine terrasse accessible

● Plancher étage courant en dalle pleine :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
2-lit de sable	18	0,02	0,36
3-mortier de pose	20	0,02	0,4
4- Plancher en dalle pleine	e=12cm	0,12	3
	e=15cm	0,15	3,75
5-enduit de ciment	20	0,02	0,4
6-cloison de séparation	10	0,1	1
*La charge permanente G		e=12cm	5,36
		e=15cm	6,11
*La charge d'exploitation Q			1,5

Tableau II.9: Evaluation des charges et surcharges pour le plancher en dalle pleine étage courant

● Le palier de repos.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-palier	e=12cm	0,12	3
	e=18cm	0,18	4,5
	e=15 cm	0,15	3,75
2-mortier de pose	20	0,02	0,4
3-revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
4-Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
5-Lit de sable	18	0,02	0,36
*La charge permanente G	e=12cm		4,36
	e=18cm		5,86
	e=15 cm		5,11
*La charge d'exploitation Q			2,5

Tableau II.10: Evaluation des charges et surcharges pour le palier de repos.

● La volée :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-carrelage des marches	20	0,02	0,4
2-mortier de pose des marches	20	0,02	0,4
3-carrelage des contres marches	20	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	0,22
4- mortier de pose des contres marches	20	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	0,22
5-paillasse en BA	E=12cm	$\frac{e}{\cos \alpha}$	—
	E=18cm		
6-Enduit en plâtre	10	$\frac{0,02}{\cos \alpha}$	$\alpha_1, \alpha_3, \alpha_5$
			α_2, α_4
7- marche	22	$\frac{0,17}{2}$	1,87
Pour $\alpha_1=32,52$		E=12cm	7,78

*La charge permanente G		E=15cm	8,215
	Pour $\alpha_2 = 35,31$	E=18cm	8,86
*La charge d'exploitation Q			2,5

Tableau II.11: Evaluation des charges et surcharges pour la volée

● Murs extérieur en doubles parois en brique creuse :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-Enduit en ciment	20	0,02	0,4
2-Brique creuse extérieur	9	0,15	1,3
3-l'âme d'air	0	0,05	0
4-Brique creuse intérieur	9	0,1	0,9
5-Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
*La charge permanente G			2,8

Tableau II.12: Evaluation des charges et surcharges pour le Murs extérieur en doubles parois en brique creuse

II-3-1 Descente des charges :

On appelle « descente de charge » l'opération qui consiste à calculer pour tous les éléments porteurs de la construction les charges qu'ils supportent à chaque niveau en partant du dernier étage en descendant jusqu'aux fondations.

Pour tenir compte de la continuité qui provoque une distribution de charges un peu différente, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

10 % poteaux internes voisin 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.

Les règles de BAEL 91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanément du chargement sur tous les plancher

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur: $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Pour notre projet on va étudier deux poteaux nommée « C4 » et « B2 » présenter sur la figure II-2.1

II-4 Pré dimensionnement des poteaux à L'ELU :

II-4-1 Calcul du poteau de la cage d'escalier C4 :

-Terrasse inaccessible :

$$S_{aff}^{CC} = 2,85 \times 1,45 = 4,13 m^2$$

•Poids du plancher en corps creux :

$$\begin{cases} G^{CC} = G^{CC_{inacc}}_{Terrasse} \times S_{aff}^{CC} = 6,57 \times 4,13 = 27,15 KN \\ Q^{CC} = Q^{CC_{inacc}}_{Terrasse} \times S_{aff}^{CC} = 1 \times 4,13 = 4,13 KN \end{cases}$$

•Poids des poutres :

$$G_{POUTRE} = V_c \times (V_{PP} + V_{PS})$$

$$= 25(b_{pp} \times h_{pp} \times L_{PP} + b_{ps} \times h_{ps} \times L_{PS}) = 25(0,3 \times 0,45 \times 2,85 + 0,3 \times 0,35 \times 1,45)$$

$$G_{POUTRE} = 13,42 KN$$

•Poids de l'acrotère:

$$G_{Acrotère} = 2,2 \times 5,575 = 12,26 KN$$

$$Q_{Acrotère} = 1 \times 5,575 = 5,575 KN$$

•Poids de poteau:

$$G_{Poteau} = V_b \times (b \times h \times h_e) = 25(0,4 \times 0,4 \times 3,4) = 13,6 KN$$

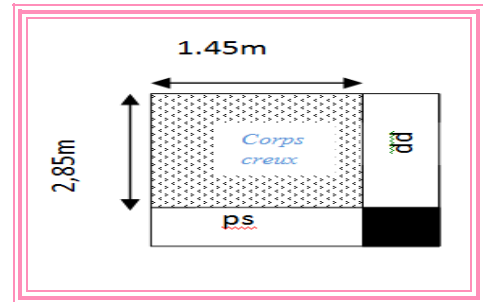


Figure II.12 : la surface afférente du poteau « C4 » de la terrasse accessible

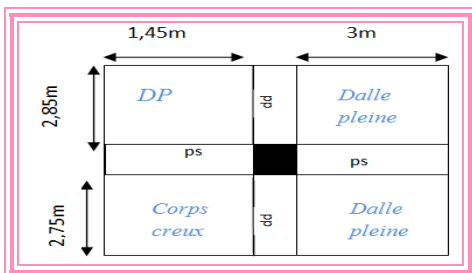


Figure II.13 : la surface afférente du poteau « C4 » de l'étage 9

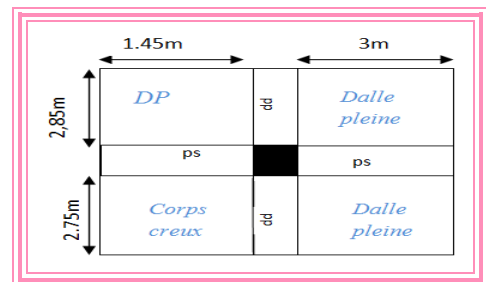


Figure II.14 : la surface afférente du poteau « C4 » pour les étages de 8 à 2

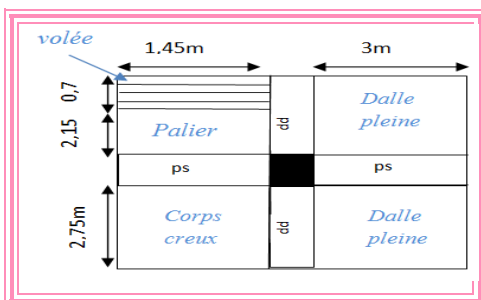


Figure II.15 : la surface afférente du poteau « C4 » pour l'étage 1 et RDC.

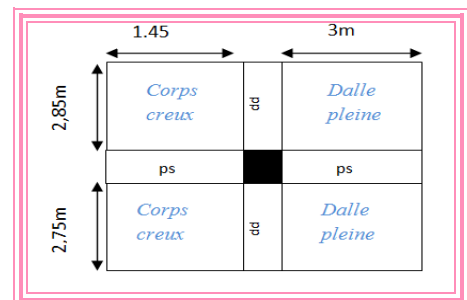


Figure II.16 : la surface afférente du poteau « C4 » pour le sous sol.

-Le tableau ci-dessous résume les résultats de Les calculs des charges et surcharges reprises par le poteau « C4 » pour les autres étages.

étages	Planchers en corps creux		Planchers en dalle pleine		Escaliers		Poutres	Poteaux	Murs
	G(KN)	Q(KN)	G(KN)	Q(KN)	G(KN)	Q(KN)	G(KN)	G(KN)	G(KN)
étage 9	26.75	3.98	124.79	31.39	/	/	36.40	12.24	49.623
Etage 8 à 2	22.17	5.98	124.79	31.39	/	/	33.14		49.623
étage 1	22.170	9.968	119.257	49.793	8.779	2.537	36.4	27.54	50.251
RDC	22.170	9.968	149.160	54.512	48.9158	11.962	36.4	57.46	31.830
Sous-sol	45.147	40.6	102.65	84			36.4	32.32	60.485

Tableau II.13: charges et surcharges reprise par le poteau 'C4'

La descente de charge du poteau « C4 » :

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N11	-Plancher terrasse cc	27.18	Q_0
	-poutres	15.98	
	-poteaux	12.24	
	-acrotère	12.26	
	Somme	67.65	9.705
N10	-Plancher terrasse en cc	26.756	Q_0+Q_1
	-Plancher terrasse en DP	148.87	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	12.24	
	-Murs	35.924	9.705+3.987+31.395
	Somme	327.84	49.09
N9	-Plancher en cc	22.170	$Q_0+0,95(5.981+31.398)$
	-Plancher EC en DP	124.798	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	15.49	
	-Mur	49.623	
	Somme	576.30	84.60
N8	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,9(5.98+31.398)$
	-Plancher EC en DP	124.798	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	15.49	
	-Mur	49.623	
	Somme	824.78	118.241
N7	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,85(5.981+31.398)$
	-Plancher EC en DP	124.798	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	19.125	
	-Murs	49.623	
	Somme	1076.889	150.013
N6	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,8(5.981+31.398)$
	-Plancher EC en DP	124.798	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	19.125	
	-Murs	49.623	
	Somme	1329.005	179.916

N5	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,75(5.981+31.398)$
	-Plancher EC en DP	124.798	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	23.14	
	-Murs	49.623	
	Somme	1585.136	207.638
N4	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,714(5.981+31.398)$
	-Plancher EC en DP	124.798	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	23.14	
	-Murs	49.623	
	Somme	1841.267	234.638
N3	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,688(5.981+31.398)$
	-Plancher EC en DP	124.798	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	41.31	
	-Murs	49.623	
	Somme	2115.588	260.354
N2	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,666(9.868+49.793+2.537)$
	-Plancher EC en DP	119.357	
	-Escaliers	8.779	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	27.54	
	-Murs	50.251	
	Somme	2380.065	301.777
N1	-Plancher en corps creux	22.170	$Q_0+0,65(9.968+54.512+48.915)$
	-Plancher EC en DP	143.450	
	-Escaliers	48.915	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	57.46	
	-Murs	31.830	
	Somme	2720.29	375.483
N0	-Plancher en corps creux	45.147	$Q_0+40.6+84$
	-Plancher EC en DP	102.648	
	-poutres	36.4	
	-poteaux	32.32	
	-Murs	60.485	
	Somme	2997.29	500.083

Tableau II.14: résultats de la descente de charge pour le poteau 'C4'**II-4-2 Calcul du poteau centrale « B2 »**

Poteau B2	Somme des NU	2740.715 KN
	Somme des Q	470.53 KN

Tableau II.15: résultats de la descente de charge pour le poteau 'C4'

Remarque : D'après les calculs « C4 » est le poteau le plus sollicité sous charges verticales, dans notre cas le portique à plus de 2 travées, d'après l'article B8.1.1 du BAEL, on doit majorer l'effort normal ultime Nu de 10%.

$$Nu=1,35G+1,5Q$$

$$=1,35 (2997.29) + 1,5 (500.083)$$

⇒

$$Nu=4782.78 \text{ kn}$$

$$Nu^* = 1,10 \times Nu = 5261.062 \text{ kn.}$$

II-5 Vérification du poteau « C4 »

a) vérification à la compression simple

On va vérifier à la compression simple le poteau 'p' le plus sollicité, la condition à vérifier est :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \sigma_{bc} \Rightarrow \frac{5261.062}{0,65 \times 0,65} = 12.45 \text{ mpa}$$

$$\text{Tel que : } \overline{\sigma_{bc}} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa.}$$

$$B \geq \frac{5261.062 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow \boxed{B \geq 0,37 \text{ m}^2}$$

à la base $B = 0,65 \times 0,65 = 0,42 \text{ m}^2 > 0,37 \text{ m}^2$ condition vérifiée

-Le tableau ci-dessous résume les vérifications à la compression simple du poteau « C4 » dans tous les niveaux :

Niveau	Nu (KN)	Nu* (KN)	B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	Condition B > B _{calculé}
Sous sol	4782.78	5261.062	0.42	0.37	Vérifiée
RDC	4235.2245	4658.74	0.42	0.37	Vérifiée
1 ^{er} étage	3665.7525	4032.328	0.36	0.37	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3246.5748	3571.232	0,36	0.37	Vérifiée
3 ^{ème} étage	2837.667	3121.4341	0,30	0.37	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2451.3906	2696.5296	0,30	0.37	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2064.03	2270.433	0,25	0.37	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1678.8196	1846.70	0,25	0.37	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1290.81	1419.895	0,20	0.37	Vérifiée
8 ^{ème} étage	904.905	995.3955	0,20	0.37	Vérifiée
9 ^{ème} étage	516.219	567.84	0,16	0.37	Vérifiée
Terrasse accessible	105.885	116.4735	0,16	0.37	Vérifiée

Tableau II.16: résultats de la vérification du poteau p1 à la compression simple

b) Critère de stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés au flambement.

$$N_u \leq \alpha \left| \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_b} \right|$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } 0 < \lambda \leq 50$$

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

Br.: section réduite du béton ($Br = (a - 2) \times (b - 2)$).

As : Section d'acier.

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

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

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

Exemple de calcul :*Vérification de poteau à la base (65*65) cm² :

$$l_f = 0,7 (3,06 - 0,45) = 1.827 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = i = \sqrt{\frac{I}{0,35 \times 0,4}} = 0,187 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 9.736$$

$$\lambda = 9.736 < 50 \quad \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,818$$

 l_f : longueur de flambement tel que $l_f = 0.7 l_0$. l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$ i : Rayon de giration tel que $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ I : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire tel que $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'après l'expression donnée dans le (BAEL91/99 art B.8.4.1) :

On doit vérifier la condition $Br > B_{\text{calculé}}$

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_{r \text{ cal}} \geq \frac{5261.062 \times 10^{-3}}{0,818 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} = 0,292 \text{ m}^2$$

$$B_{r \text{ cal}} = (65-2) \times (65-2) = 0,3969 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq B_{r \text{ cal}} \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Le tableau résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux :

Niveau	Nu*(KN)	i (m)	λ	A	Condition $Br > B_{\text{cal}}$		Observation
					Br	B_{cal}	
Sous-sol	5261.062	0,187	9.736	0,818	0,3969	0,292	vérifiée
RDC	3872.99	0.187	18.3679	0.804	0.396	0.218	vérifiée
1 ^{er} étage	4032.32	0.173	10.56	0.834	0.336	0.129	vérifiée
2 ^{ème} étage	3246.57	0.173	16.75	0.182	0.336	0.181	vérifiée
3 ^{ème} étage	2837.66	0.158	11.56	0.831	0.28	0.155	vérifiée
4 ^{ème} étage	2451.39	0.158	11.56	0.884	0.28	0.133	vérifiée
5 ^{ème} étage	2064.03	0.144	12.65	0.828	0.2304	0.113	vérifiée
6 ^{ème} étage	1678.819	0.144	12.65	0.828	0.23	0.092	vérifiée
7 ^{ème} étage	1290.81	0.129	14.06	0.823	0.184	0.071	vérifiée
8 ^{ème} étage	904.905	0.129	14.06	0.823	0.184	0.049	vérifiée
9 ^{ème} étage	516.219	0.1154	15.83	0.816	0.39	0.028	vérifiée
Terrasse acc	105.885	0.1154	17.89	0.8	0.39	6.01×10^{-3}	vérifiée

Tableau II.17: Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.**C-vérification des conditions de (RPA99/2003 Art 7.4.1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Etage	Section (b*h)	Condition RPA	Valeur	observation
Sous-sol et RDC	(65×65)	Min (b1, h1) ≥ 25cm	65 ≥ 25cm	vérifiée
		Min (b1, h1) ≥ he/20	65 ≥ 15.3 65 ≥ 27.2	vérifiée
		1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4	1/4 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	(60×60)	Min (b1, h1) ≥ 25cm	60 ≥ 25cm	vérifiée
		Min (b1, h1) ≥ he/20	60 ≥ 15.3 60 ≥ 0.22	vérifiée
		1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4	1/4 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(55×55)	Min (b1, h1) ≥ 25cm	55 ≥ 25cm	vérifiée
		Min (b1, h1) ≥ he/20	55 ≥ 15.3	vérifiée
		1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4	1/4 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	(50×50)	Min (b1, h1) ≥ 25cm	50 ≥ 25cm	vérifiée
		Min (b1, h1) ≥ he/20	50 ≥ 15.3	vérifiée
		1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4	1/4 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	(45×45)	Min (b1, h1) ≥ 25cm	45 ≥ 25cm	vérifiée
		Min (b1, h1) ≥ he/20	45 ≥ 15.3	vérifiée
		1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4	1/4 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée
9 ^{em} et terrasse acce	(40×40)	Min (b1, h1) ≥ 25cm	40 ≥ 25cm	vérifiée
		Min (b1, h1) ≥ he/20	40 ≥ 15.3 40 ≥ 0.23	vérifiée
		1/4 ≤ b1/h1 ≤ 4	1/4 ≤ 1 ≤ 4	vérifiée

Tableau II. 18. Tableau vérification de RPA.

• **Conclusion :**

Après le pré-dimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaires, on Opte pour les dimensions suivantes :

Les éléments		Les dimensions
Plancher à Corps creux	Tous les niveaux	20+4
Dalles pleines	Dalle pleine à l'intérieur	15 cm
	Dalle pleine des balcons	12 cm
Escalier	RDC	e = 18 cm
	étage 1	e = 15 cm
	Etages courants et étage 2	e = 12 cm
Poutres	Principales	30*45
	Secondaire	30*35
Voiles	RDC et sous-sol	25 cm
	Etages supérieurs	20 cm
Poteaux	RDC et sous-sol	65*65
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60*60
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55*55
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50*50
	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45*45
	9 ^{em} et terrasse inacc	40*40

Tableau II. 19: Récapitulatif des dimensions des différents éléments

II-6 étude du plancher :

Dans notre projet on a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

II-6-1 Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

• Les poutrelles

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

La disposition des poutrelles choisie montrée sur la **fig(01)** du **chapitre II (voir page)** donne naissance à différents types de poutrelles recensés dans le tableau suivant :

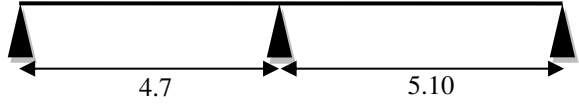
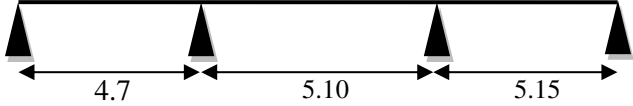
Tous les étages	T ₁	
	T ₂	

Tableau II.20 : les différents types de poutrelles

❖ Les méthodes de calcul

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

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.

✚ Méthode forfaitaire

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

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

❖ Calcul des moments :

✓ Moments aux appuis :

- $\left\{ \begin{array}{l} -0.6 M_0 : \text{pour un appui central (cas de deux travées)} \\ -0.5 M_0 : \text{pour le premier appui intermédiaire voisin de rive à plus de deux travées} \\ -0.4 M_0 : \text{pour tous les appuis centraux (autre que les voisins de rive) pour les poutres ou poutrelles à plus de 3 travées.} \end{array} \right.$

Aux niveaux des appuis de rive M_0 est nulle, le **BAEL** exige de mettre des aciers de fissurations $M_{a_{rive}} = -0.15M_0$

✓ Moments en travée :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases} \quad : \text{Travée de rive}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{cases} \quad : \text{Travée intermédiaire}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2)

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les

Efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants Isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

❖ L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique)} + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q \\ p_u = q_u * l_0 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} q_s = G + Q \\ p_s = q_s * l_0 \end{cases} \quad \text{avec } l_0 = 0.65m$$

❖ Les résultats de calcul l'ELU et l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	G	Q	ELU		ELS	
			$p_u \text{ kn/m}^2$	$q_u \text{ kn/m}^2$	$p_s \text{ kn/m}^2$	$q \text{ kn/m}^2$
Terrasse accessible	6.71	1.5	11.308	7.350	8.21	5.336
Etages courants	5.56	1.5	9.756	6.341	7.06	4.589
Etage 1+2	5.56	2.5	11.256	7.316	8.06	5.239
RDC	5.56	5	15.00	9.753	10.56	6.864

Tableau II.21 : tableau des charges revenant aux poutrelles

On exposera un exemple de calcul de la poutrelle suivante par la méthode forfaitaire de la terrasse accessible :

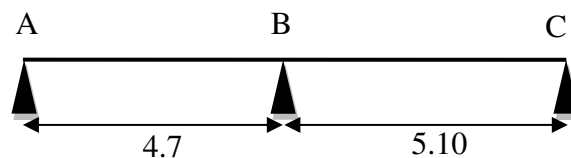


Figure II.18 : schéma statique de la poutrelle T1

❖ Calcul d'une Poutrelle type T1

Vérification des conditions de l'application de la méthode forfaitaire

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(9,82; 5) \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 2) $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.7}{5.1} = 0.92 \in (0.8, 1.25) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- 3) $I =$ est constant sur toute la poutrelle..... *vérifiée*

4) Fissuration peut nuisible..... *vérifiée*

⇒ Donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **les moments isostatique :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_0^u = \frac{q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{7.35 \cdot (4.7)^2}{8} = 20.29 \text{ kn.m} \\ M_0^s = \frac{q_s \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5.336 \cdot (4.7)^2}{8} = 14.73 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} M_0^u = 23.89 \text{ kn.m} \\ M_0^s = 17.34 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = -0.15 \cdot \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_B = -0.6 \cdot \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_u^A = M_u^C = -0.15 \cdot M_0^{BC} = -3.58 \text{ kn.m} \\ \text{ELS: } M_s^A = M_s^C = -2.6 \text{ kn.m} \\ \text{ELU: } M_u^B = -0.6 \cdot M_0^{BC} = -14.334 \text{ kn.m} \\ \text{ELS: } M_s^B = -10.40 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments en travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.71} = 0.182 \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.054 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.254 \end{cases}$$

• **Travée AB (travée de rive) :**

$$\begin{cases} \text{cnd 1 ... } M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05; 1.054) M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.754 M_0^{AB} \\ \text{cnd 2 ... } M_t^{AB} \geq \frac{1.254}{2} M_0^{AB} = 0.627 M_0^{AB} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} = \max(\text{cnd 1 ; cnd 2})$$

• On fait la même chose pour la travée **BC** et on aura :

$$\text{AB: } \begin{cases} M_{t,u}^{AB} = 15.298 \text{ kn.m} \\ M_{t,s}^{AB} = 11.106 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{BC: } \begin{cases} M_{t,u}^{BC} = 19.09 \text{ kn.m} \\ M_{t,s}^{BC} = 13.857 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Effort tranchant :**

• **Travée AB:**

$$V_A = V_0 = \frac{q_u \cdot l}{2} \quad \text{et} \quad V_B = -1.15 V_0$$

$$\text{AB: } \begin{cases} V_A = 17.272 \text{ kn} \\ V_B = -18.99 \text{ kn} \end{cases} \quad \text{BC: } \begin{cases} V_B = 20.61 \text{ kn} \\ V_C = -18.742 \text{ kn} \end{cases}$$

❖ Sollicitations maximales de la poutrelle T1 pour les différents niveaux sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU				ELS		
Niveaux	$M^{travée}$ (kn.m)	M_{inter}^{appui} (kn.m)	M_{rive}^{appui} (kn.m)	Vmax (kn)	$M^{travée}$ (kn.m)	M_{inter}^{appui} (kn.m)	M_{rive}^{appui} (kn.m)
RDC	28.122	-19.02	-4.755	27.357	19.798	-13.389	-3.347
Etage 1+2	19.938	-14.271	-3.567	20.521	14.277	-10.219	-2.554
Etages courants	16.455	-12.369	-3.092	17.78	11.908	-8.951	-2.237
Terrasse accessible	19.09	14.334	-3.58	20.61	13.857	-10.40	-2.6

Tableau II.22: tableau des sollicitations maximales de la poutrelle T1 des différents niveaux

❖ Sollicitations maximales de la poutrelle T2 pour les différents niveaux sont résumées dans le Tableau suivant :

	ELU				ELS		
Niveaux	$M_{travée}$ (kn.m)	$M_{appui_{inter}}$ (kn.m)	$M_{appui_{rive}}$ (kn.m)	Vmax (kn)	$M_{travée}$ (kn.m)	$M_{appui_{inter}}$ (kn.m)	$M_{appui_{rive}}$ (kn.m)
RDC	29	-16.167	-4.85	27.625	20.408	-11.378	-3.413
Etage 1+2	20.563	-12.127	-3.63	20.722	14.724	-8.684	-2.605
Etages courants	16.982	-10.511	-3.153	17.96	12.289	-7.606	-2.281
Terrasse accessible	19.710	14.62	-3.655	20.818	14.310	-10.614	-2.653

Tableau II.23 : tableau des sollicitations maximales de la poutrelle T2 des différents niveaux

❖ Les résultats de calcul les plus défavorables des efforts internes des poutrelles de type T1 et T2 :

	ELU				ELS		
Niveaux	$M_{travée}$ (kn.m)	$M_{appui_{inter}}$ (kn.m)	$M_{appui_{rive}}$ (kn.m)	Vmax (kn)	$M_{travée}$ (kn.m)	$M_{appui_{inter}}$ (kn.m)	$M_{appui_{rive}}$ (kn.m)
RDC	29	-19.02	-4.85	27.625	20.408	-13.389	-3.413
Etage 1+2	20.563	-14.271	-3.63	20.722	14.724	-10.219	-2.605
Etages courants	16.982	-12.369	-3.153	17.96	12.289	-8.951	-2.281
Terrasse accessible	19.710	14.62	-3.655	20.818	14.310	-10.614	-2.653

Tableau II.24: tableau récapitulatif des efforts maximaux

❖ **Ferraillage des poutrelles :**

On prend comme exemple les sollicitations max de RDC :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t^u = 29 \text{ kn.m} \\ M_a^{int} = -19.02 \text{ kn.m} \\ M_a^{rive} = -4.85 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_t^s = 20.408 \text{ kn.m} \\ M_a^{int} = -13.389 \text{ kn.m} \\ M_a^{rive} = -3.413 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$V_{max} = 27.625 \text{ kn}$$

❖ **Les caractéristiques de la poutre :**

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ h = 24 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} d = 21.6 \text{ cm} \\ d' = 2.4 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \\ f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \end{cases}$$

✚ **Calcul a l'ELU :**

❖ **Les armatures longitudinales :**

• **En travée :**

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 * 0.04 * 14.2 * \left(0.216 - \frac{0.04}{2}\right) = 72.363 \text{ kn.m}$$

$$M_{tu} = 72.363 \text{ kn.m} > M_t = 29 \text{ kn.m}$$

⇔ l'axe neutre se trouve dans la table de compression (s.p.c), le calcul se fait pour une section rectangulaire (b*h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{29 * 10^{-3}}{0.65 * (0.216)^2 * 14.2} = 0.067 < 0.186 \Leftrightarrow \text{pivot A} \Leftrightarrow A' = 0 \text{ donc}$$

les armatures dans la zone comprimé sont pas nécessaire

$$\text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}\right) = 0.087 \quad ; Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.21 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{29 \cdot 10^{-3}}{0.21 \cdot 348} = 3.97 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_t^{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.216 \cdot 2.1}{400} = 1.695 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 1.695 \text{ cm}^2 \leq A_t^{calc} = 3.97 \text{ cm}^2 \text{ On ferraille avec } A_t^{cal}$$

• **En appuis :**

• **Appuis intermédiaire**

Aux niveaux des appuis les moments sont négatifs, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.02 \cdot 10^{-3}}{0.10 \cdot (0.216)^2 \cdot 14.2} = 0.287 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.434 ; z = 0.178$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{19.02 \cdot 10^{-3}}{0.178 \cdot 348} = 3.062 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_a^{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.10 \cdot 0.216 \cdot 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq A_a^{calc} = 3.062 \text{ cm}^2$$

• **Appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = 0.073 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0978 ; z = 0.207$$

$$A_a^{int} = 0.673 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_a^{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.10 \cdot 0.216 \cdot 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq A_a^{calc} = 0.673 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l^{min}, \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}) \rightarrow \emptyset_l \leq \min(8; 10; 6.85) \text{ ; Soit } \emptyset_l = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour un étrier } \emptyset 8 \text{ } A_{tran} = 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des poutrelles au cisaillement :**

$$\text{F.P.N} \rightarrow \bar{\tau} = \min(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{27.625 \cdot 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.216} = 1.278 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.278 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ pas de risque de repture par cisaillement .}$$

❖ **Calcul des espacements :**

$$st \leq \min \begin{cases} (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{t28})} = 49.8 \\ \frac{A_t}{b_0 \cdot 0.4} = 101 \text{ cm} \end{cases} \text{ on opte pour } st = 15 \text{ cm}$$

❖ **Choix des armatures opté pour le RDC :**

$$\begin{cases} \text{en travée : } 3\phi 12 + 1\phi 14 = 4.93 \text{ cm}^2 \\ \text{aux appuis intermédiaire : } 1\phi 14 + 1\phi 16 = 3.13 \text{ cm}^2 \\ \text{aux appuis de rive : } 1\phi 14 = 1.54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

✚ à l'ELU :

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**1) **Vérification de la bielle :**

$$v_u \leq 0.267 b_0 * a * f_{c28} \quad ; \text{ Avec } a = \min(0.9 d : \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm})$$

$$a = \min(19.44 ; (30 - 4)) = 19.44 \text{ cm}$$

$$v_u = 27.625 \text{ kn} \leq 0.267 * 0.1 * 0.1944 * 25 * 10^3 = 129.495 \text{ kn}$$

→ pas de risque d'écrasement de la bielle sous l'effet de l'effort tranchant.

2) **Vérification des armatures longitudinales :**• **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{1.15 * 27.625 * 10^{-3} * 10^4}{400} = 0.794 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } A_l = A_{travée} + A_{rive} = 4.93 + 1.13 = 6.06 \text{ cm}^2$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(v_u + \frac{M_u^{int}}{0.9 * d} \right) * 10 = \frac{1.15}{400} * \left(27.625 + \frac{14.271}{0.9 * 0.216} \right) * 10$$

$$A_l \geq -0.131 \text{ cm}^2$$

3) **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{v_u * \frac{(b-b_0)}{2}}{0.9 * d * b * h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{27.625 * \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right) * 10^{-3}}{0.9 * 0.216 * 0.65 * 0.04} = 1.503 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa}$$

Donc toutes les conditions sont satisfaites à l'ELU

✚ **Vérification à l'ELS :**❖ **Etat limite de compression du béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

• **En travée :**

• position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \mapsto H = \frac{0.65 * (0.04^2)}{2} - 15 * 4.93 * (0.216 - 0.04)$$

$$H = -7.815 * 10^{-4} \text{ m}^3 < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T } (b_0 * h)$$

• **calcul de Y et I :**

$$\frac{b_0}{2} * Y^2 + [(b - b_0) * h_0 + 15A]y - \left[(b - b_0) * \frac{h_0^2}{2} + 15Ad \right] = 5Y^2 + (293.95y) - 2037.32 = 0$$

$$Y = 6.26 \text{ cm}$$

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

$$I = 21.66 y^3 + 15 * 4.93 * (21.6 - y)^2 = 22505.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.408 * 10^{-3}}{22505.1 * 10^{-8}} * 6.26 * 10^{-2} = 5.68 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **en appuis intermédiaire :**

$$H = -3.06 * 10^{-4} \text{ m}^3 < 0 \text{ calcul d'une section en T}$$

$$Y = 10.30 \text{ cm}$$

$$I = 9637.468 \text{ cm}^4$$

$$\text{donc } \sigma_{bc} = \frac{13.389 * 10^{-3}}{9637.468 * 10^{-8}} * 10.3 * 10^{-2} = 14.30 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

D'après l'article du **BAEL 91 (Art.B.6.5)** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

Avec :

h : Hauteur de la poutrelle.

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment en travée à l'ELS.

M_0 : Moment isostatique de la travée à l'ELS.

A_t : Section des armatures en travée choisie.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ l \leq 8m \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

• **Vérification des conditions :**

$$l = 5.15m ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; M_t = 29 \text{ kn.m}$$

$$\frac{0.24}{5.15} = 0.046 \geq \frac{29}{15 \times 22.756} = 0.084 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta_f \leq \bar{f}$

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

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

$$\bar{f} = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot I_f}$$

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

$$\bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{5.15}{1000} + 0.5 = 1.015 \text{ cm} = 10.15 \text{ mm}$$

❖ **Evaluation des charges et moments correspondant en travée :**

$$\text{Avec : } M_t^{ser} = 1.142 \cdot M_0^{CD} - 0.25 \cdot M_0^{BC}$$

$$\begin{cases} q_g^{ser} = 0.65 \cdot G = 3.614 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \\ q_j^{ser} = 0.65 \cdot j = 2.73 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \\ q_p^{ser} = 0.65(G + Q) = 6.864 \text{ kn/m} \end{cases} \quad \begin{cases} G = 5.56 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} \\ j = G - G^{rev} = 4.2 \text{ kn/m}^2 \\ p = G + Q = 10.56 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G^{ser} = 10.745 \text{ kn.m} \\ M_j^{ser} = 8.117 \text{ kn.m} \\ M_p^{ser} = 20.408 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{st}^G = 15 \cdot \frac{M_G^{ser} \cdot (d - y)}{I} ; \text{ Avec } y = 11.95 \text{ cm et } I = 43848.979 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^G = 109.86 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^j = 82.991 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 208.65 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$y_G = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \frac{h_0}{2} + (b_0 \cdot (h \cdot h_0) \cdot h_0 + \frac{(h - h_0)^3}{2}) + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0) + (15 - A_t)} = 5.482 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie I_0 :**

$$I_0 = \frac{b \cdot y_G^3}{3} + \frac{b_0 \cdot (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (y_G - h_0)^3}{3} + 15 A_t \cdot (d - y_G)^2 = 46039.4478 \text{ cm}^2$$

$$\text{❖ Moment d'inertie } I_f : I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} ; \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.93}{10 \cdot 21.6} = 0.02282$$

❖ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 \cdot b + 3 \cdot b_0)} = 1.869 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.7447 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}^G + f_{t28}} = 0.696 \\ \mu_j = 0.6199 \\ \mu_p = 0.826 \end{cases}$$

❖ Calcul des moments d'inertie fictive et la flèche ;

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 23461.296 \\ I_{fgi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 22010.980 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 19908.606 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 33319.99 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{8.117 \cdot 10^{-3} \cdot (5.15)^2}{10 \cdot 32456.59 \cdot 23461.296 \cdot 10^{-8}} = 0.00282 \\ f_{gi} = \frac{M_g^{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}} = 0.00476 \\ f_{pi} = \frac{M_g^{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} = 0.00837 \\ f_{gv} = \frac{M_g^{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.007905 \end{array} \right.$$

$$\Delta f = 9.466 \text{ mm} < \bar{f}_{adm} = 10.15 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

❖ Dans le tableau suivant on a résumé le ferrailage des poutrelles des différents niveaux

Niv	Locali	Mmt (kn)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	A_{adop} cm^2
RDC	Travée	29	0.067	0.087	0.21	3.97	1.69	3 ϕ 12 + 1 ϕ 14=4.93
	A_{int}	-19.02	0.287	0.434	0.178	3.062	0.26	1 ϕ 14 + 1 ϕ 16=3.55
	A_{rive}	-4.85	0.073	0.097	0.16	0.673	0.67	1 ϕ 14=1.54
Etagé 1+2	Travée	20.563	0.0478	0.061	0.21	2.81	1.7	2 ϕ 12 + 1 ϕ 14=3.8
	A_{int}	-14.271	0.0331	0.042	0.21	1.95	0.26	2 ϕ 12 = 2.26
	A_{rive}	-3.63	0.0084	0.011	0.22	0.47	0.26	1 ϕ 12=1.134
Etagés courants	Travée	16.982	0.0394	0.05	0.21	2.32	1.7	2 ϕ 12 + 1 ϕ 14=3.8
	A_{int}	-12.369	0.0287	0.036	0.21	1.69	0.26	2 ϕ 12 = 2.26
	A_{rive}	-3.153	0.0073	0.009	0.22	0.41	0.26	1 ϕ 12=1.13
Terrasse acces	Travée	19.710	0.0458	0.059	0.21	2.7	1.7	2 ϕ 12 + 1 ϕ 14=3.8
	A_{int}	-14.62	0.0339	0.043	0.21	2	0.26	2 ϕ 12=2.26
	A_{rive}	-3.655	0.0085	0.011	0.22	0.48	0.26	1 ϕ 12=1.13

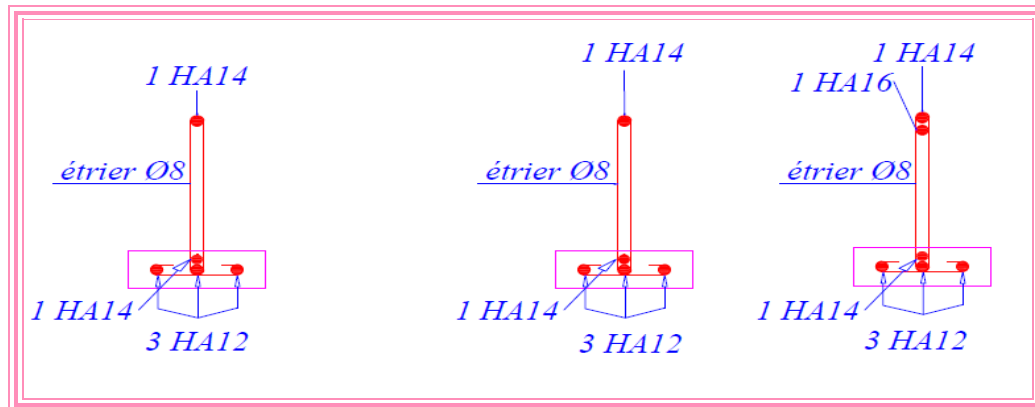
Tableau II.5 calcul du ferrailage longitudinal des différents niveaux

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}_u$	Arm longitudinales A_l (cm^2)		Vérification de la bielle $v_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (kn)	Jonction table nervure $\tau_u < \bar{\tau}_u$
		$\frac{\gamma_s \cdot v_u}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (v_u + \frac{M_u^{int}}{0.9d})$		
Etagé 1+2	0.595 < 3.33	0.595	-1.51	129.762	1.127 < 3.33
Etagés courants	0.83 < 3.33	0.516	-1.312	129.762	0.977 < 3.33
Terrasse accessible	0.963 < 3.33	0.598	-1.563	129.762	1.132 < 3.33

Tableau II.26. vérification nécessaire à l'ELU

Niveaux	Localisation	M^{ser} kn.m	A_s (cm) ²	Y (cm)	I (cm) ⁴	Contraintes $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Etagé 1+2	Travée	-14.724	3.8	5.49	18317.85	4.41 < 15	Vérifiée
	Appuis	-10.219	2.67	4.61	13679.41	10.35 < 15	Vérifiée
Etagés courants	Travée	12.289	3.8	5.49	18317.85	3.68 < 15	Vérifiée
	Appuis	-8.951	2.67	4.61	13679.41	9.073 < 15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	14.310	3.8	5.49	18317.85	4.29 < 15	Vérifiée
	Appuis	-10.614	2.67	4.61	13679.41	10.76 < 15	Vérifiée

Tableau II.27 : vérification des contraintes à l'ELS

❖ **Ferraillage des poutrelles du RDC :**Appuis de rivetravéeappuis intermédiaire**Figure II.19 :** Ferraillage des poutrelles de l'RDC❖ **Ferraillage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)**Barres perpendiculaire($\perp$) aux poutrelles : $50 \text{ cm} \leq l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

❖ Barres parallèle($\parallel$) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

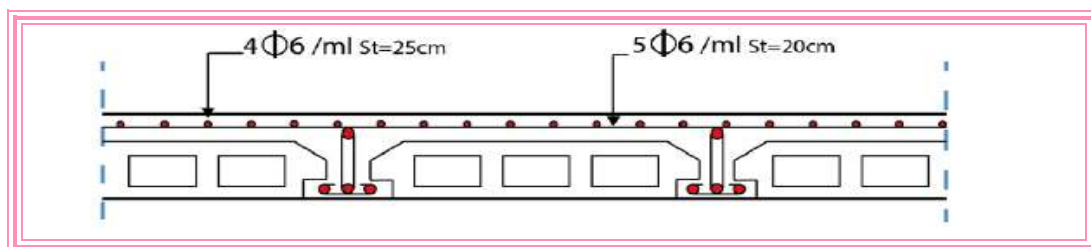
✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.✓ $f_e = 500 \text{ MPa}$.

D'après le CBA les espacements ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} s_t \leq 20 \text{ cm} : \text{ pour les armatures perpendiculaire aux nervures} \\ s_t \leq 30 \text{ cm} : \text{ pour les armatures parallèles aux nervures} \end{cases}$$
On opte pour un treillis soudés $\phi_6 (150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

**Figure II.20 :** Ferraillage de la dalle de compression**II-6-2 planchers en dalle pleine :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse horizontale en béton armé coulé sur place qui repose sur un ou plusieurs appuis.

Remarque : on va présenter les panneaux de dalles les plus sollicités pour chaque type de dalle, à savoir les dalles (D6 sur 3 appuis, D14 sur 2 appuis, D8 sur 4 appuis, D13 sur 4 appuis)

A- Dalle sur 2 appuis (D14) :

***Les caractéristiques de la dalle :**

$$G=5,36\text{KN/m}^2 ; Q=3,5\text{KN/m}^2 ; e=12\text{cm}$$

$$l_x=1,4\text{m} ; l_y=2,67\text{m} ; \rho=0,52 > 0,4$$

❖ Evaluation des charges :

Le calcul se fait par une bande de 1ml

$$\text{ELU : } P_u=1,35G+1,5Q=12,486\text{KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_s=G+Q=8,86\text{KN/m}$$

❖ Calcul des sollicitations :

$$M_o^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2$$

$$M_o^y = \mu_y \times M_o^x$$

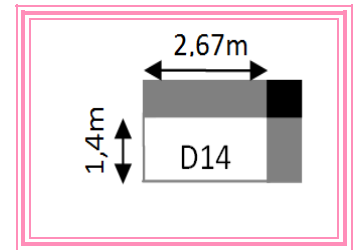


Figure II. 21 : Dalle sur 2 appuis(D14)

<u>ELU :</u>	<u>ELS:</u>
$\rho=0,52$ $\mu_x=0,0937$ $\mu_y=0,25$	$\rho=0,52$ $\mu_x=0,0974$ $\mu_y=0,3853$

Tableau II.28 : tableau des sollicitations de la dalle 14

❖ Les moments dans le panneau D14 :

	ELU		ELS	
	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
M_o	2,29	0,57	1,69	0,65
$M_t^{x,y}=0,85 M_o^{x,y}$	1,95	0,48	1,44	0,55
$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_o^x$	-1,14		-0,84	

Tableau II.29 : tableau de calcul des moments

Calcul de ferrailage a L'ELU :

Le ferrailage se fait en flexion simple d'une section rectangulaire ($b \times e$) pour une bande de 1ml suivant l'organigramme de BAEL.

Données : FN ; $b=1\text{m}$; $e=12\text{cm}$; $c=3\text{cm}$

En travée (sens x) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{1,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0169 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,021 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089$$

$$A_t^x = \frac{1,95 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,63\text{cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho}{2} (3 - \rho) b \times e \\ A_y^{\min} = \rho \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_o = 0,0008 \text{ (Fe E400)}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,52) 100 \times 12 = 1,19 > A_x^{\text{calculé}} \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{cm}^2$$

-Choix des armatures en travée : $A_t^x = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$

-Calcul des espacements :

$$\begin{cases} FN \\ St \leq \min(2e; 25) \\ \frac{100}{5} = 20cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm$$

-Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	1,95	0,0169	0,021	0,089	0,63	1,19	5HA8 =2,51cm ²	25
	y-y	0,48	0,0041	0,0053	0,089	0,15	0,96	5HA8 =2,51cm ²	25
Appui	xx ; y-y	-1,14	0,010	0,012	0,089	0,37	1,19	5HA8 =2,51cm ²	25

Tableau II.30 : tableau des sollicitations de la dalle 14

❖ **Vérifications à ELU :**

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{Mpa}$

$$\text{Sens x : } V_u^x = p_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12,486 \times 1,4}{2} \times \frac{2,67^4}{1,4^4 + 2,67^4} = 8,12 \text{KN}$$

$$\text{Sens y : } V_u^y = p_u \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12,486 \times 2,67}{2} \times \frac{1,4^4}{1,4^4 + 2,67^4} = 1,17 \text{KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u^x = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{8,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,090 < 1,17 \text{Mpa} \\ \tau_u^y = \frac{V_u^y}{b \times d} = \frac{1,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,013 < 1,17 \text{Mpa} \end{cases}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à ELS :**

D14 : dalle balcon (se trouve à l'extérieur), donc FN alors on doit vérifier la contrainte de compression d'acier σ_s .

*Vérification de la contrainte dans le béton :

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

-Calcul de la position de l'axe neutre :

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2,51 \times y - 15 \times 2,51 \times 9 = 0$$

$$y = 2,25 \text{cm}$$

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

$$I = 2095,1 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,54 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

***Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}(d-y)}{I} < \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201,63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 1,44 \times 10^{-3}}{2095,1 \times 10^{-8}} (0,09 - 0,0225) = 69,59 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s$$

-Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à ELS de panneau D14 :

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		observation
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_s	$\bar{\sigma}_s$	
Travée	x-x	1,44	2,25	2095,1	1,54	15	Vérifiée	69,59	201,63	Vérifiée
	y-y	0,55	2,25	2095,1	0,59	15	Vérifiée	26,58	201,63	Vérifiée
Appui	x-x ; y-y	-0,84	2,25	2095,1	0,90	15	Vérifiée	40,59	201,63	Vérifiée

Tableau II.31. tableau des vérifications de la dalle 14 à l'ELS

Etat limite de déformation (la flèche) :

Conditions	Sens x	Sens y	observation
1) $\frac{h_t}{l_x} > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right]$	0.086 > 0.042	0.045 > 0.042	vérifiée
2) $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$	$2.78 \times 10^{-3} > 0.042$	$2.78 \times 10^{-3} > 0.042$	vérifiée
3) $l_x < 8m$	1.4m < 8m	0.045 < 8m	vérifiée

Tableau II.32: tableau des vérifications de la flèche de la dalle D14

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

B-La dalle sur 4 appuis (D8):

$G=6,11\text{KN/m}^2$; $Q=1,5\text{KN/m}^2$; FPN ; $e=15\text{cm}$
 $l_x=5,7\text{m}$; $l_y=6\text{m}$; $\rho=0,95 > 0,4$

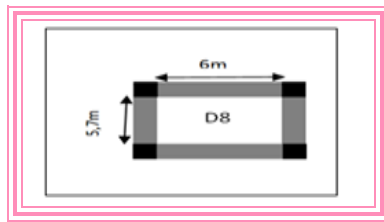


Figure II .22: Dalle sur 4 appuis(D8)

C- La dalle sur 4 appuis (D13):

$G=5,36\text{KN/m}^2$; $Q=1,5\text{KN/m}^2$; FPN ; $e=12\text{cm}$
 $l_x=1,63\text{m}$; $l_y=3,25\text{m}$; $\rho=0,5 > 0,4$

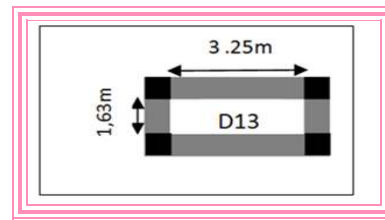


Figure II .23: Dalle sur 4 appuis(D13)

-Les résultats de ferrailage et des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Position	Sens	M (KN.m)		A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$f \leq \bar{f}$
D8	Travée	x-x	12,1 4	10,14	2,93	1,23	5HA10 =3,93cm ²	$0,038 \leq 1,17$	$7,02 \leq 15$	$10,2 \leq 10,7$
		y-y	10,7 8	9,37	2,60	1,20	5HA10 =3,93cm ²	$0,005 \leq 1,17$	$6,48 \leq 15$	$10,80 \leq 11$
	Appui	xx ; y-y	- 7,14	-5,07	1,72	1,23	5HA10 =3,93cm ²	-	$3,51 \leq 15$	-
D13	Travée	x-x	2,06 5	1.55	0,67	1,2	5HA8 =2,51cm ²	$0,137 \leq 1,17$	$1,66 \leq 15$	
		y-y	0,52	0.57	0,17	0,96	5HA8 =2,51cm ²	$0,118 \leq 1,17$	$0,61 \leq 15$	$2,86 \leq 6.5$
	Appui	xx ; y-y	- 1,22	-0.91	0,39	1,2	5HA8 =2,51cm ²	-	$2,04 \leq 15$	-

Tableau II.33 : tableau de calcul de ferrailages et des vérifications des dalles 8 et 13

Remarque :

D8et D13 : dalle pleine (se trouve à l'intérieur), donc FPN alors la vérification de la contrainte de compression d'acier σ_s n'est pas nécessaire.

-Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à ELS de panneau D8 et D13 :

D) Dalle sur 3 appuis (D6) :

❖ Les caractéristiques de la dalle :

$G=5,36\text{KN/m}^2$; $Q=3,5\text{KN/m}^2$; FN ; $e=12\text{cm}$
 $l_x=1,8\text{m}$; $l_y=6,15\text{m}$; $\rho=0,29 < 0,4$

$\gamma_{mur}=1\text{KN/m}^2$

$P_{mur}=\gamma_{mur} \times b \times h_{garde\ corps}=1\text{KN/m}^2$

-Remarque

La dalle fléchit dans un sens et soumise à une charge Concentrée (Garde-corps), donc le calcul est assimilé

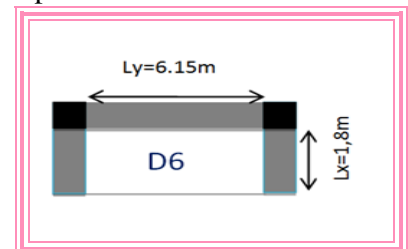


Figure II .24: Dalle sur 3 appuis(D6)

à une console en flexion simple.

-Evaluation des charges :

Le calcul se fait par une bande de 1ml

$$ELU \begin{cases} P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1ml = 12,486KN/m \\ q_u^{mur} = 1,35p_{mur} = 1,35 \times 1 = 1,35KN/m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} P_s = (G + Q) \times 1ml = 8,86KN/m \\ q_s^{mur} = p_{mur} = 1KN/m \end{cases}$$

❖ Calcul des sollicitations :

❖ Calcul des moments :

$$ELU \begin{cases} M_u = -\left(\frac{p_u \times l^2}{2} + q_u^{mur} \times l\right) \\ M_u = -\left(\frac{12,48 \times 1,8^2}{2} + 1,35 \times 1,8\right) \\ M_u = -22,65KN.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_s = -\left(\frac{p_s \times l^2}{2} + q_s^{mur} \times l\right) \\ M_s = -\left(\frac{8,86 \times 1,8^2}{2} + 1 \times 1,8\right) \\ M_s = -16,15KN.m \end{cases}$$

❖ Efforts tranchant :

$$V_u = p_u \times l + q_u^{mur}$$

$$V_u = 12,48 \times 1,8 + 1,35 \Rightarrow$$

$$V_u = 23,81KN$$

-Calcul de ferrailage à L'ELU :

-Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	$A^{opté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	22,65	0,197	0,277	0,080	8,13	0,96	5H16=10,05cm ²	25

Tableau II.34: tableau de calcul de ferrailage de la dalle 6

❖ Armatures de répartitions :

$$A_{répartition} = \frac{A_t^x}{3} = \frac{10,05}{3} = 3,35cm^2$$

$$\text{Choix } \begin{cases} A_{répartition} = 5HA10 = 3,93cm^2 \\ S_t = 20cm \end{cases}$$

❖ Vérification à L'ELU :

❖ Vérification de l'effort tranchant :

Type	Sens	V_u	$\tau_u \leq \bar{\tau}$ (Mpa)		Observation
			τ_u	$\bar{\tau}$	
D6	X-X	11,15	0,12	1,17	vérifiée

Tableau II.35 : tableau de vérifications de la dalle D6 à l'ELU

❖ Vérification à L'ELS :

❖ Vérification des contraintes:

-Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à ELS de panneau D6 :

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		Obs
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_s	$\bar{\sigma}_s$	
Nappe Supérieur	X-X	16,15	3,91	5898,19	0,012	15	vérifiée	209,05	201,63	Non vérifiée

Tableau II.36 : tableau de vérifications de la dalle 6 à l'ELS

-Remarque :

La contrainte de traction dans l'acier ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$) n'est pas vérifiée, on doit recalculer la section d'acier à L'ELS comme suit :

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{16,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 9,88 \times 10^{-3} \Rightarrow \alpha' = \sqrt{90\beta \left(\frac{1-\alpha}{3-\alpha}\right)} = 0,486$$

$$A_s = \frac{M_s}{d(1-\frac{\alpha'}{3})\bar{\sigma}_s} = \frac{16,15 \times 10^{-3}}{0,09(1-\frac{0,486}{3})201,63} = 10,62cm^2$$

Choix des armatures : 6HA16=12,06cm²

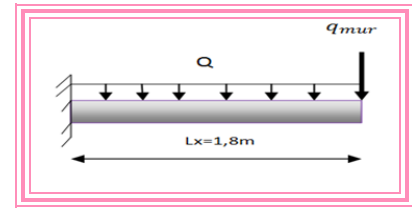


Figure II. 25:schéma statique de la dalle (D6)

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_{répartition} = \frac{A_s^x}{3} = \frac{12,06}{3} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Choix $\begin{cases} A_{répartition} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

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

condition	Sens	Sens x-x	observation
$\frac{h_t}{l_x} > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_0^s}\right]$		0,066m > 0,05	vérifiée
$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$		$13,4 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3}$	Non vérifiée
$l_x \leq 8\text{m}$		1,8	vérifiée

Tableau II.37. tableau de vérification des conditions de la flèche

-La deuxième condition n'est pas vérifiée selon le sens x, donc on doit vérifier la flèche dans ce sens.

Panneau de dalle	D6
Sens	X-X
l (m)	3,25
$f_{ji}(\text{mm})$	0,0160
$f_{gi}(\text{mm})$	0,0288
$f_{pi}(\text{mm})$	0,0583
$f_{gv}(\text{mm})$	0,0611
$\Delta f_{tot}(\text{mm})$	0,074
$f_{adm}(\text{mm})$	7,2
Observation	Vérifiée

Tableau II.38 : tableau de la vérification de la flèche de la dalle 6

Les schémas de ferrailage : Les schémas de ferrailage des différents panneaux de dalle pleine sont insérés dans l'annexe n°05

II-7 Etudes des escaliers :

On va étudier la cage d'escalier de l'RDC, on exposera la volée 2 la plus Défavorable :

Volée : $\begin{cases} G_v = 8.65 \text{ kn/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$

palier : $\begin{cases} G_p = 5.86 \text{ kn/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$

❖ **Calcul du chargement revenant sur l'escalier :**

$$\begin{cases} q_u^{\text{volée}} = (1.35G_v + 1.5Q_v) * 1 = 15.43 \text{ kn/m} \\ q_u^{\text{palier}} = (1.35G_p + 1.5Q_p) * 1 = 11.66 \text{ kn/m} \\ q_s^{\text{volée}} = (G_v + Q_v) * 1 = 11.15 \text{ kn/m} \\ q_s^{\text{palier}} = (G_p + Q_p) * 1 = 8.36 \text{ kn/m} \end{cases}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum f_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2.7q_v + 1.45q_p$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B = \frac{q_v * \frac{2.7}{2} * 2.7 + q_p * 1.45 * 3.425}{4.15}$$

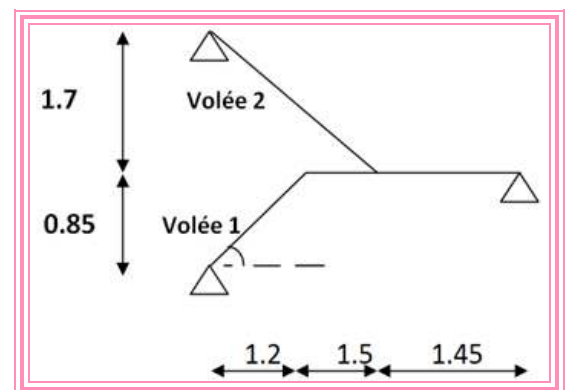


Figure II.26: schéma représentatif Du RDC

$$R_B : \begin{cases} ELU = 27.5 \text{ kn} \\ ELS = 19.80 \text{ kn} \end{cases} \quad R_A : \begin{cases} ELU = 31.06 \text{ kn} \\ ELS = 22.43 \text{ kn} \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

• **Méthode de RDM :**

Après calcul RDM ont abouti à

$$\begin{cases} M_{\max}(2.01\text{m}) = 31.26 \text{ kn.m} \\ V_{\max} = 31.06 \text{ kn} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments réels :**

$$\begin{cases} M_T^{\max} = 0.75 * 31.26 = 23.445 \text{ kn.m} \\ M_a^{\max} = -0.5 * 31.26 = -15.63 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Le ferrailage :** il se fait a la flexion simple pour une section (b*e) = (1*0.18)

Localisation	Mu (KN.m)	μbu	A	Z (m)	A cal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	23.44	0.0645	0.083	0.15	4.49	1.93	5HA12=5.65	25
En appui	-15.63	0.043	0.055	0.16	2.81	1.93	4HA10=3.14	25

Tableau II.39 : tableau de calcul de ferrailage de l'escalier RDC

❖ **Vérification :**

❖ **l'ELU :** (l'effort tranchant max $V^{\max} = 24.80 \text{ kn}$)

$$\tau_u = \frac{v}{b*d} = \frac{31.06*10^{-3}}{1*0.16} = 0.194 \text{ Mpa} \leq \tau^{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ pas besoin des armatures transversales .

❖ **Calcul des armatures de répartitions : (charge répartie)**

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1.41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow$ on choisit 4HA8 = 2.01

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 0.785 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow$ on choisit 4HA8 = 2.01

❖ **Vérification des espacements :**

• **Sens principale :**

En travée : st=25 cm ≤ min(30 ; 33cm) = 33cm vérifiée

En appuis : st=25 cm ≤ min(30 ; 33cm) = 33cm vérifiée

❖ **Vérifications à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

Position	MserKN. M	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	16.92	4.43	14242.99	5.26	15	Vérifiée
Appuis	-11.28	3.56	9373.15	4.28	15	Vérifiée

Tableau II.40 : Tableau de vérification des contraintes de l'escalier RDC

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10*M_0} = \frac{18}{415} = 0.043 < \max(0.0625, 0.075) \dots \dots \dots \text{c.n. v}$$

→ la 1ère condition n'est pas vérifiée , la vérification de la fleche est nécessaire .

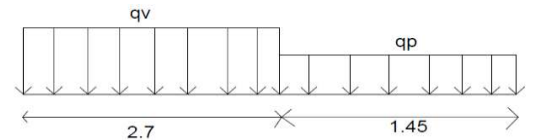


Figure II.27: schéma statique du RDC

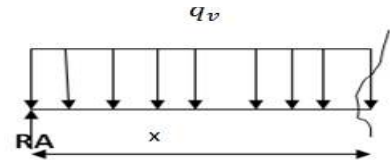


Figure II.28: coupe pour calcul des moments

$$\begin{cases} M_f^{ser} = 8.213 \\ M_g^{ser} = 9.745 \\ M_p^{ser} = 15.375 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{st}^G = 109.347 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^j = 92.157 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 172.52 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$f_{ji}(m)$	$f_{gi}(m)$	$f_{pi}(m)$	$f_{gv}(m)$	$\Delta_f(m)$	$f_{adm}(m)$	Obs $\Delta_f < f_{adm}$
$2.437 \cdot 10^{-4}$	$3.34 \cdot 10^{-4}$	$1.02 \cdot 10^{-3}$	$8.78 \cdot 10^{-4}$	$1.32 \cdot 10^{-3}$	$8.3 \cdot 10^{-3}$	Vérifiée

Tableau II.41 : tableau de vérification de la flèche de l'escalier

Schéma de ferrailage de l'RDC :

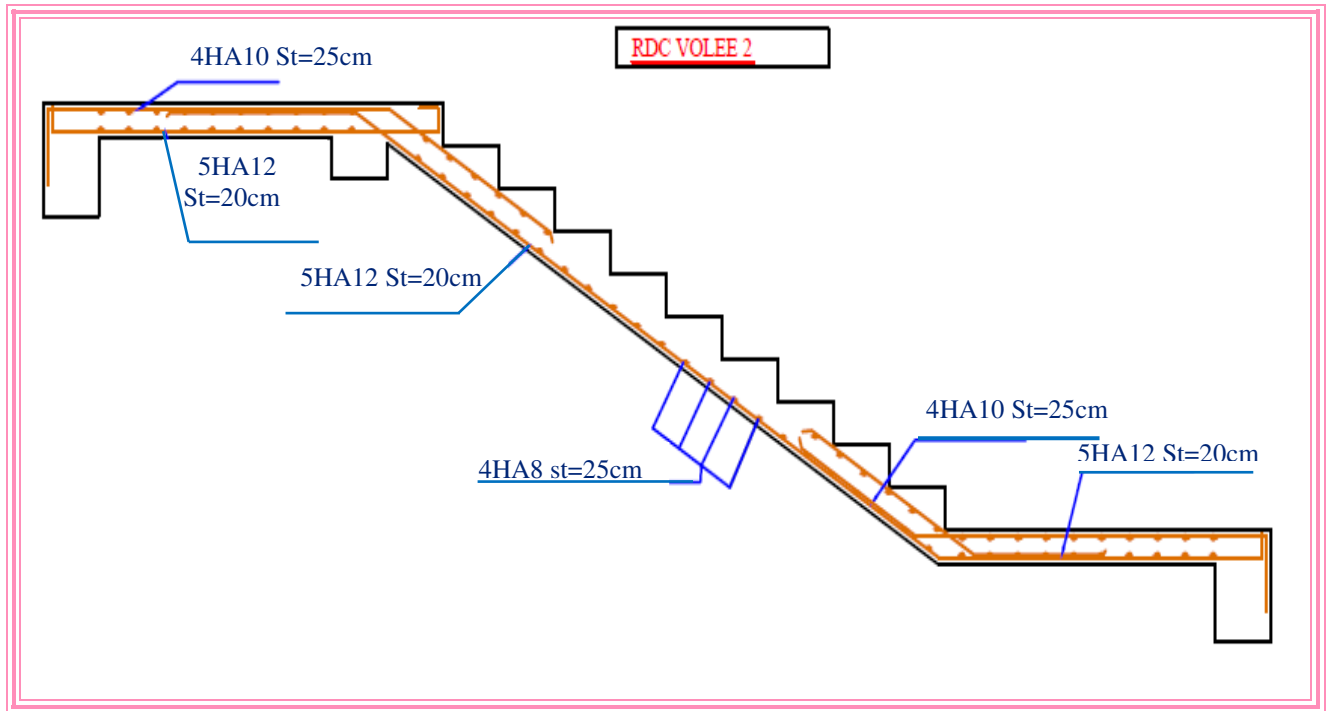


Figure II.29: schéma de ferrailage de l'escalier

II.8. Etude de la poutre palière :

On exposera le calcul détaillé de la poutre palière de l'RDC :

Dimensionnement :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ avec } L = 3.22\text{m} \\ 24.4 \text{ cm} \leq h \leq 32.2\text{cm} \end{cases}$$

On opte pour $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

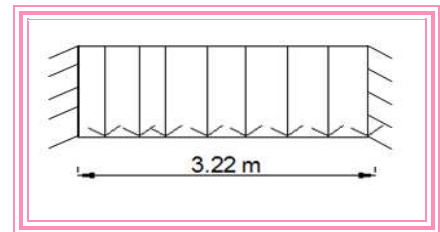


Figure II.30 : schéma statique de la poutre palière

Les dimensions de la poutre palière sont fixées base d'un calcul itératif afin de Satisfaire la contrainte de cisaillement importante

Vérification des exigences du RPA :

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

❖ **Calcul de la poutre palière :** l'étude se fera en flexion simple et à la torsion.

✚ **Calcul à la flexion simple :** la poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.4 = 3\text{kn/m}$

- Poids du mur : $p_{mur} = 2.8 * (1.7 - 0.35) = 3.78 \text{ kn/M}$
- Charges transmises de la paillasse $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 27.50 \text{ kn} \\ ELS: R_{Bs} = 19.80 \text{ kn} \end{cases}$
- Moment de torsion : $M_{tor} = M_B * \frac{l}{2}$ (provoqué de la flexion de la paillasse)

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$q \begin{cases} ELU: q_u = 1.35(g_0 + p_{mur}) + R_{Bu} = 36.65 \text{ kn/m} \\ ELS: q_s = (g_0 + p_{mur}) + R_{Bs} = 26.58 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \end{cases}$$

❖ **Les moments :**

Moment isostatique $\begin{cases} ELU: M_0^u = \frac{q_u * l^2}{24} = 15.83 \text{ kn.m} \\ ELS: M_0^s = \frac{q_s * l^2}{24} = 11.48 \text{ kn.m} \end{cases}$

En travée $\begin{cases} ELU: M_t^u = 0.85 * M_0^u = 13.455 \text{ kn.m} \\ ELS: M_t^s = 0.85 * M_0^s = 9.76 \text{ kn.m} \end{cases}$

En appuis $\begin{cases} ELU: M_a^u = -0.5 * M_0^u = -7.915 \text{ kn.m} \\ ELS: M_a^s = -0.5 * M_0^s = -5.74 \text{ kn.m} \end{cases}$

❖ **Effort tranchant :** $v_u = q_u * \frac{l}{2} = 59 \text{ kn}$

Ferraillage longitudinale à l'ELU : (b*h) = (0.3*0.4) :

Localisation	Mu (KN.m)	Mbu	A	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Acal > Amin
Travée	13.455	0.0219	0.028	0.38	1.02	1.38	Non vérifiée
En appui	-7.915	0.0129	0.016	0.38	0.6	1.38	Non vérifiée

Tableau II.42. Tableau de calcul de ferraillage de la poutre palière

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b*d} = \frac{59 * 10^{-3}}{0.35 * 0.38} = 0.52 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.67 \text{ Mpa}$$

❖ **Armatures transversales :**

❖ On fixe st = 15cm en travée et st = 10cm en appuis et on calcule A_{tran} :

$$\begin{cases} 1) A_{tran} \geq \frac{0.4 * b * st}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2 \\ 2) A_{tran} \geq \frac{b * st * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})}{0.9 * f_e} = -1.51 * 10^{-3} \text{ cm}^2 < 0 \end{cases} \rightarrow \text{on prend } A_{tran} = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la torsion :**

❖ **Moment de torsion :**

$$M_{tor} = -M_B * \frac{l}{2} = -15.63 * \frac{3.22}{2} = -25.16 \text{ kn.m}$$

On : $e = \frac{h}{6} = 6.6 \text{ cm}$; $\Omega = (b - e) * (h - e) = 781.56 \text{ cm}^2$; $U = 2 * (b - e + h - e) = 113.6 \text{ cm}$

❖ **Armatures longitudinales :**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_{st}} = \frac{25.16 * 1.136 * 10^{-3} - 1.15}{2 * 781.56 * 10^{-4} * 348} = 6.04 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\begin{cases} \text{en travée : } A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot f_{st}} = 0.69 \text{ cm}^2 \\ \text{en appuis} = 0.46 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25.16 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0781.56 \times 0.066} = 2.44 \text{ MPa}$$

On vérifie $\tau_{tor}^{tot} \leq \bar{\tau}$

$$\tau_{tor}^{tot} = \sqrt{\tau_{fst}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.52^2 + 2.44^2} = 2.48 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow$$

pas de risque de repture par cisaillement

❖ **Ferraillage global (flexion simple + torsion):**

✓ **Ferraillage longitudinal :**

• **En travée :**

$$A_t^l = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.38 + \frac{6.04}{2} = 4.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $3\emptyset 12 + 1\emptyset 14 = 4.93 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

$$A_t^a = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.38 + \frac{6.04}{2} = 4.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $3\emptyset 12 + 1\emptyset 14 = 4.93 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

$$A^{tran} = A_{tran}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.45 + 0.69 = 1.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier)

❖ **Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :**

Etant donné que les armatures des appuis sont prolongé, on aura la même section d'armatures tout le long de la poutre d'où la section à vérifiée est : $A_l^{tot} = A_l^{choisit} + A_a^{choisit} = 4.93 + 4.93 = 9.86 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{min} < A_l^{tot} = 9.86 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{vérifiée}$$

-Vérification à l'ELS :

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	9.76	11.44	67138.75	1.66	15	Vérifiée
Appui inter	- 5.74	11.44	67138.75	0.98	15	Vérifiée

Tableau. II .43: Vérifications des contraintes à l'ELS.

-Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculée la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0.124 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.00675 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ l = 3.22 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

-Schéma de ferrailage :

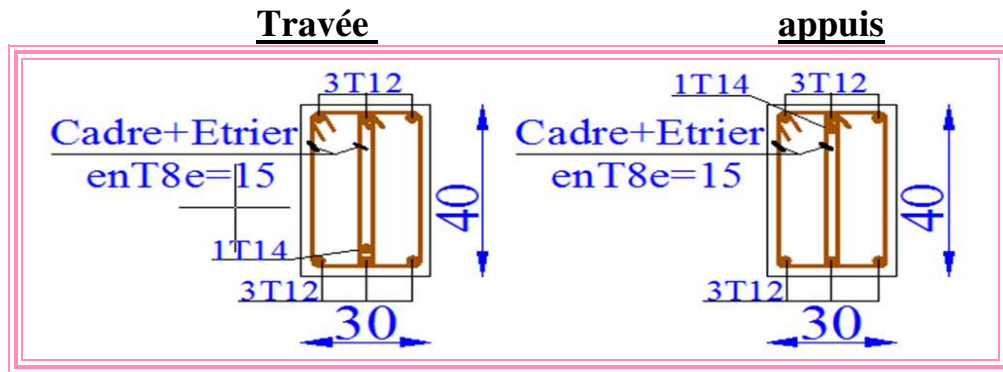


Figure II.31: Ferrailage de la poutre palière

Remarque : après étude des deux autres types de poutres palière on opte pour des poutres de (30* 30)

II.9. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre horizontale en béton armé qui sert à supporter le poids des cloisons, Son calcul se fait à la flexion simple

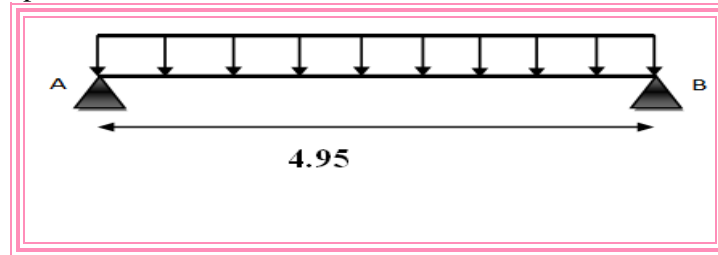


Figure II.32: Schéma statique de la poutre de chaînage

❖ Dimensionnement

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33 \leq h \leq 49.5 \quad \text{Soit : } h = 35 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm}$$

- Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons, et de la dalle

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $G_m = 2.8 \times (3.06 - 0.15) = 8.148 \text{ KN/m}$
- Poids de la dalle : $\begin{cases} p = 1.35G + 1.5Q = 10.498 \text{ kn/m}^2 \\ p_{dalle} = \frac{p}{2} * \left(1 - \frac{\varphi^2}{3}\right) * lx = 13.86 \text{ kn/m} \\ Q_0 = Q * b = 1.5 * 0.35 = 0.525 \text{ kn/m} \end{cases}$

$$\text{D'où : } \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + p_{dalle} + G_m) + 1.5Q_0 = 33.92 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m + p_{dalle} + Q_0) = 25.083 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moment isostatique} \Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{33.92 \times (4.95)^2}{8} = 103.89 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{33.92 \times 4.95}{2} = 83.952 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.083 \times (4.95)^2}{8} = 76.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Correction des moments :**

On majore le moment en travée de (0.85) en appui (0.5)

❖ **Ferrailage de la poutre de chaînage**

Endroit	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{choisis}$ (cm ²)
En travée	88.30	0.19	0.266	0.29	8.75	1.01	5HA14+1HA12=8.83
En appui	-51.94	0.112	0.149	0.31	4.81	1.01	3HA12+1HA14=4.93

Tableau. II .44 : Le ferrailage de la poutre de chaînage

❖ **Vérification à l'ELU :**

• **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{83.952 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15$ cm en travée et $s_t = 10$ cm en appuis, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\emptyset 8$ + une épingle de $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

• Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

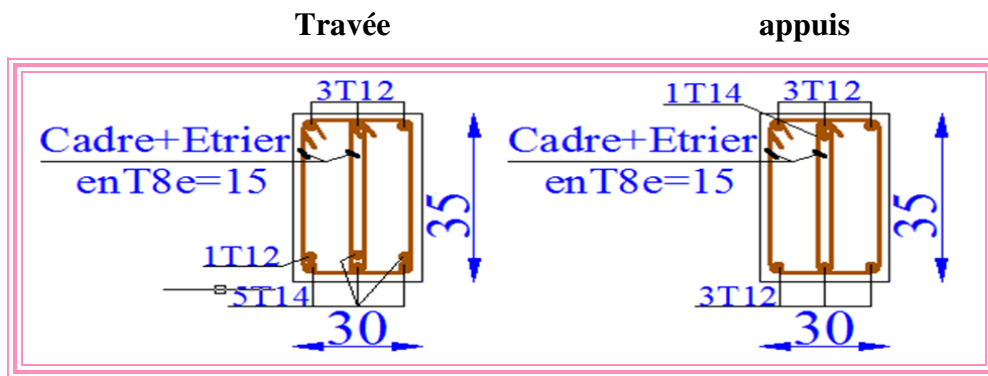
Endroit	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	65.297	13.22	74925.23	11.52	15	<i>vérifiée</i>
En appui	-38.41	10.53	49013.17	8.25	15	<i>vérifiée</i>

Tableau .II. 45: vérification des contraintes

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.07 \geq 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.00891 \leq 0.012 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 4.95 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

-Schéma de ferrailage :**Figure II.33:** Ferrailage de la poutre de chaînage**Remarque :**

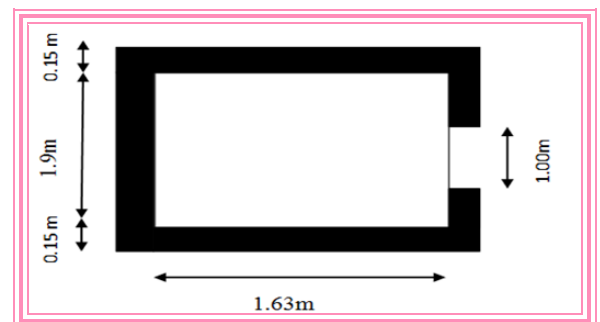
Après étude des deux autres types de poutres de chaînage on opte pour des poutres de (30×30) cm² pour tous les autres types.

II.10. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

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

- L : Longueur de l'ascenseur = 190cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 163cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1$ m/s.

**❖ Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur** *Figure II.34: schéma représentatif de l'ascenseur***• L'épaisseur de la dalle :**

On a $l_x = 1.63m$; $l_y = 1.9m$; $S = 3.097 m^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.63}{1.9} = 0.857 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\frac{163}{45} \leq e \leq \frac{163}{40} \rightarrow 3.62 \leq e \leq 4.075 \Rightarrow \text{On prend } e = 12\text{cm pour 2h de coupe-feu}$$

- **Evaluation des charges et surcharges :** $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$
- **Poids propre de la dalle et du revêtement :** $G_p = 25 \times 0.12 = 3 \text{ KN/m}^2$

Calcul pour un revêtement de 5 cm : $G_r = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$

- **Poids de l'ascenseur :** $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.097} = 46.82 \text{ KN/m}^2$
- **Poids total :** $G^{\text{tot}} = G_r + G_p + G_2 = 1.1 + 3 + 46.82 = 50.92 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaison d'action**

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 1.35 \times 50.92 + 1.5 \times 1 = 70.242 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 50.92 + 1 = 51.92 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$\Rightarrow \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0496 \times 70.242 \times (1.63)^2 = 9.256 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.7052 \times 9.256 = 6.527 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)**

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.256 = 6.942 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.527 = 4.895 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_t^x = -0.5 \times 9.256 = -4.628 \text{ KN.m} ; M_0^y = -3.263 \text{ KN.m}$$

- **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.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix	s_t (cm)
Travée	X-X	6.942	0.0489	0.063	0.10	1.99	1.027	4HA10=3.14	25
	Y-Y	4.895	0.0345	0.044	0.10	1.41	0.96	4HA8=2.01	25
Appui	X-X	-4.628	0.0326	0.041	0.10	1.33	1.21	4HA8=2.01	25
	Y-Y	-3.263	0.023	0.029	0.10	0.94	1.21	4HA8=2.01	25

Tableau. II 46 : Le ferrailage de dalle

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

$$\text{On doit vérifiée que : } \tau_u = \frac{v_u}{b d} = 0.39 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

Pas besoin d'armatures transversales.

❖ **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 60.80 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0560 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7.80 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments corrigés**

Position	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	5.85	2.63	3164.7	4.92<15	<i>vérifiée</i>
	y-y	4.642	2.17	2189.07	4.61<15	<i>vérifiée</i>
Appui	x-x	-3.9	2.17	2189.07	3.87<15	<i>vérifiée</i>

Tableau.II.47 : La vérification des contraintes

• **Vérification à la flèche**

• **Sens X-X :** $\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}) \\ \frac{A}{b d} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.073 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.00314 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$

- Sens Y-Y : $\begin{cases} 0.063 \geq 0.0375 & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.000201 < 0.005 & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$

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

❖ **Dalle de salle machine**

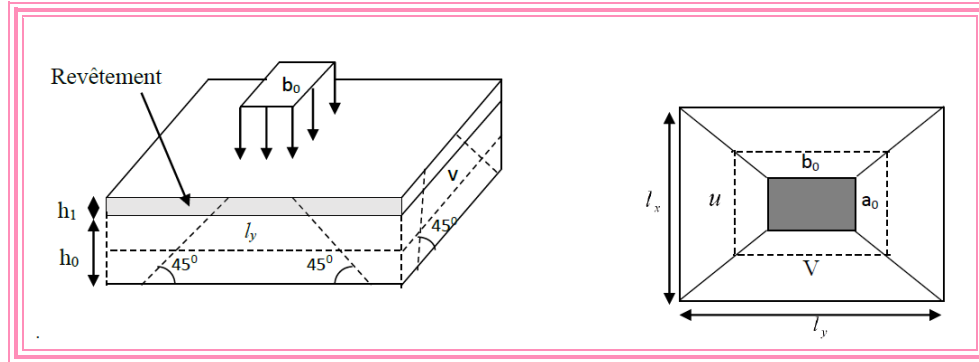


Figure II.35: Illustration de la surface d'impact.

On a :

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

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 14 + (2 \times 0.75 \times 5) = 101.5 \text{ cm}$$

• **Sous charges réparties :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 4.1 + 1.5 \times 1.5 = 7.785 \text{ kn/m}^2 \\ q_s = G_1 + Q = 4.1 + 1.5 = 5.6 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \quad \text{avec } G_1 = G_p + G_r = 3 + 1.1 = 4.1 \text{ kn/m}^2$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{aligned} \text{ELU: } & \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0496 \cdot 7.785 \cdot 1.63^2 = 1.025 \text{ kn.m} \\ M_0^{y1} = \mu_y \cdot M_0^{x1} = 0.7052 \cdot 1.025 = 0.723 \text{ kn.m} \end{cases} \\ \text{ELS: } & \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.74 \text{ kn.m} \\ M_0^{y1} = \mu_y \cdot M_0^{x1} = 0.52 \text{ kn.m} \end{cases} \end{aligned}$$

• **Sous charges concentrées :**

$$\begin{aligned} & \begin{cases} q'_u = 1.35G^{\text{concentré}} + 1.5Q^{\text{concentré}} = 1.35 \cdot 66 + 1.5 \cdot 6.3 = 98.55 \text{ kn/m}^2 \\ q'_s = G^{\text{concentré}} + Q^{\text{concentré}} = 66 + 6.3 = 72.3 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \\ & \begin{cases} p_u^{\text{concentré}} = q'_u \times (u \cdot v) = 101.52 \text{ kn} \\ p_s^{\text{concentré}} = q'_s \times (u \cdot v) = 74.48 \text{ kn} \end{cases} \end{aligned}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^{x2} = P_u \times (M_1 + \nu M_2) = 9.035 \text{ kn.m} \\ M_0^{y2} = P_u \times (M_2 + \nu M_1) = 7.41 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_0^{x2} = 7.72 \text{ kn.m} \\ M_0^{y2} = 6.76 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Avec :

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

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{u}{l_y}, \beta = \frac{v}{l_y}$$

$$\nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases} \quad \text{Soit : } \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.62 \\ \beta = 0.53 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.073 \end{cases}$$

• **Superpositions des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = M_0^{x1} + M_0^{x2} = 1.025 + 9.035 = 10.06 \text{ kn.m} \\ M_0^y = M_0^{y1} + M_0^{y2} = 0.723 + 7.41 = 8.133 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = 8.46 \text{ kn} \\ M_0^y = 7.28 \text{ kn} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

-En travée :

- En appuis :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x = 7.545 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y = 6.09 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 6.345 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 5.46 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \begin{cases} \text{ELU: } M_a^x = -5.03 \text{ kn.m} \\ \text{ELS: } M_a^x = -4.23 \text{ kn.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage :** Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b = 1 \text{ m}$, $d = 0.12 \text{ m}$

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	7.545	0.0369	0.047	0.12	1.81	1.2	4HA10=3.14	25
	Y-Y	6.09	0.0298	0.038	0.12	1.46	1.12	4HA8=2.01	25
Appui		-5.03	0.0246	0.031	0.12	1.2	1.45	4HA8=2.01	25

Tableau II.48: Le ferraillage de la dalle

• **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification des espacements :**

$$s_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.2.4.2)}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (101.5 + 101.5) \Rightarrow U_c = 406 \text{ cm} ; P_u = 98.55 \text{ KN}$$

$$P_u = 98.55 < 0.045 \times 406 \times 10^{-2} \times 0.14 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 426.3 \text{ KN}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 32.36 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.269 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes**

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
x-x	6.345	2.63	3164.7	5.28 < 15	vérifiée
y-y	5.46	2.17	2189.07	5.42 < 15	vérifiée
Appui	-4.23	2.17	2189.07	4.2 < 15	vérifiée

Tableau II.49: Vérification des contraintes

- **Vérification de la flèche**

Sens X-X :

$$\begin{cases} 0.074 > 0.0375 \\ 10^{-3} * 1.675 * < 5 * 10^{-3} \\ l = 1.9m < 8m \end{cases}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} 0.085 > 0.0375 \\ 2.62 * 10^{-3} < 5 * 10^{-3} \\ l = 1.63m < 8m \end{cases}$$

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

Schéma de ferrailage :

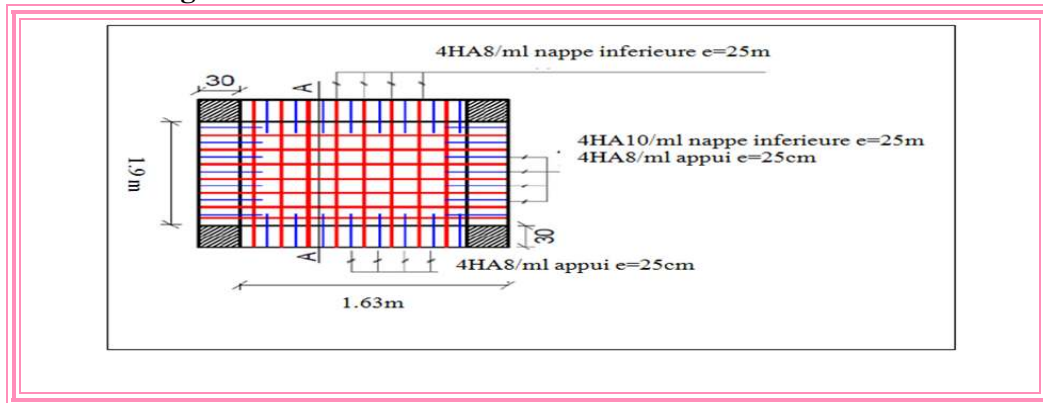


Figure II .36: ferrailage de dalles au dessous de l'ascenseur et dalle salle machine

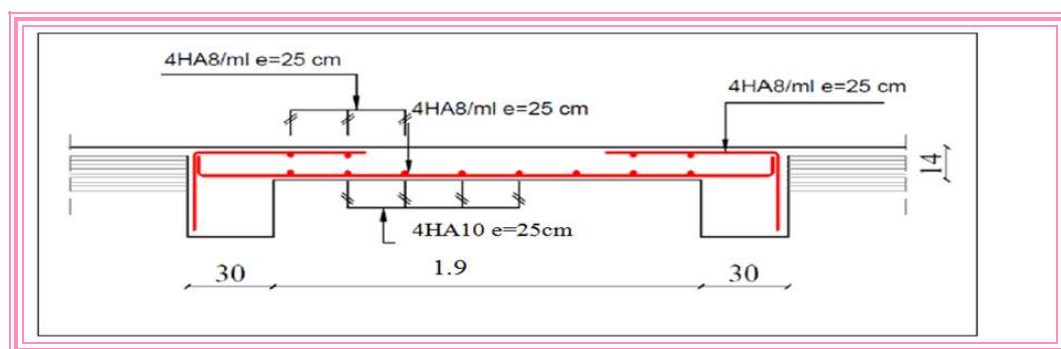


Figure II .37 : coupe A_A du panneau de dalle salle machine

II.11.Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façades.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

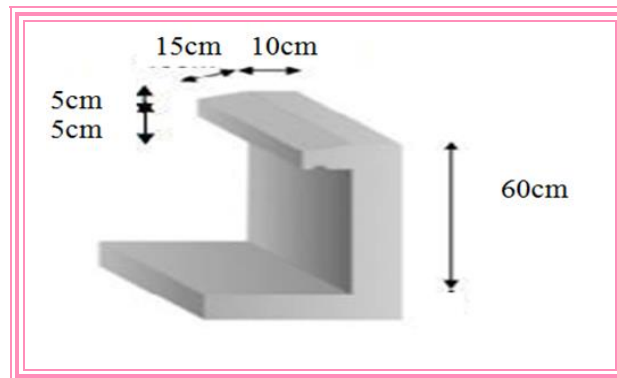


Figure II.38: les dimensions de l'acrotère

II.11.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

II.11.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

Surface (cm ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
712.5	1.78	0.03*0.6* 20 = 0.324	2.104	1

Tableau II .50 Les charges verticales

➤ Horizontales : (dues au séisme).

L'acrotère est soumis : $F_p = 4 * A * C_p * W_p$ (RPA99 ART.6.2.3)

✚ F_p : une force horizontale due au séisme

✚ A : Coefficient d'accélération de zone A=0.15, obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

✚ C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1 du RPA99).

✚ W_p : poids de l'acrotère

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.104 \implies F_p = 1.01 \text{ KN}$$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

II.11.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de gravité : $x_g = \frac{\sum S_i * x_i}{\sum S_i}$ et $y_g = \frac{\sum S_i * y_i}{\sum S_i}$

Section	X(cm)	Y(cm)	X _G (cm)	X _G (cm)
S1=600cm ²	5	30	6.95	33.77
S2=37.5cm ²	17.5	56.67		
S3=75cm ²	17.5	42.5		

Tableau II .51 Résumé de calcul de centre de gravité

A- L'acrotère est soumis aux :

$$N_G = 2.104 \text{ kn} \implies M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \implies M_Q = Q * h = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.01 \text{ KN} \implies M_{F_p} = F_p * y_g = 0.341 \text{ KN.m}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

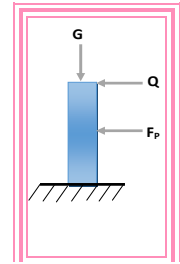


Figure II.39: schémas statique de l'acrotère

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2.104	2.84	2.104
M (KN)	0.941	0,9	0,6

Tableau II.52: Différentes combinaisons à utiliser

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \implies e_1 = \frac{0.9}{2.84} = 0.31 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm}$$

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

$$M_G = 0 \implies \alpha = 0.$$

$\emptyset$: c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 10 cm.

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \implies e = 0.338$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.84 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.84 \times 0.338 = 0.96 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage :**

❖ **ELU :** $h = 0.10 \text{ m}$; $d = 0.08 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

$$\text{simple : } M_{uA} = M_{uG} + N_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$M_{uA} = 0.96 + 2.84 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 1.04 \text{ KN.m}$$

• **Flexion simple :**

$Mu_A(\text{KN.m})$	α	$Z(\text{m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A^{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
1.04	0.0143	0.08	0.291	0.96	4HA8=2.01

Tableau II.53: Le ferrailage de l'acrotère

• **Armatures de répartition :** $A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = (1.13 \text{ cm}^2/\text{ml})$.

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Vérification au cisaillement :**

• **ELU :** $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

• **Situation accidentelle :** $V_u = F_p + Q = 1.01 + 1 = 2.01 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **ELS : (vérification des contraintes).**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}, N_{ser} = 2.104 \text{ KN}; d = 0.08 \text{ m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\checkmark \quad c = d - e_1$$

$$\checkmark \quad e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.6}{2.104} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)\right) = 0.315 \text{ m}$$

$$\checkmark \quad e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.315 = -0.235 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} p &= -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b} \\ q &= -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b} \end{aligned} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} P = -0.16 \text{ m}^2 \\ q = 0.024 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$;

$$\text{On calcul le } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul } \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$\Delta = -3.081 \times 10^{-5} < 0$	
$a = 0.462$	$\varphi = 166.97^\circ$
$y_{c1} = 0.261\text{m}$	$y_1 = 0.026\text{ m}$
$y_{c2} = -0.461\text{m}$	$y_2 = -0.696\text{ m}$
$y_{c3} = 0.2\text{m}$	$y_3 = -0.035\text{ m}$

Tableau II .54 : calcul de la position de l'axe neutre

On a : $y = y_1 = 0.026\text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.026)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.07 - 0.026) = 2.05 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.104 \times 10^{-3} \times 0.026}{2.05 \times 10^{-4}} = 0.267 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.104 \times 10^{-3} \times \frac{(0.07 - 0.026)}{2.05 \times 10^{-4}} = 6.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

-Schéma de Ferrailage :

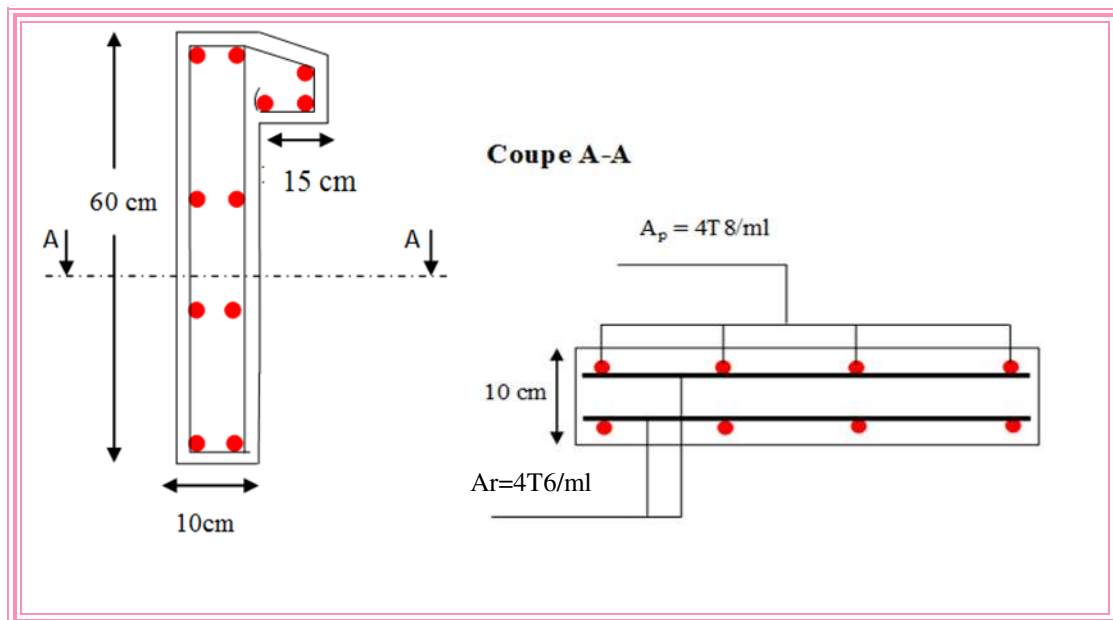


Figure II.40: Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre III

Étude dynamique

III .1 Introduction

Le séisme est le risque naturel le plus dangereux qui cause plus de dégâts ,face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir ,il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique fin de construire des structures pouvant résister à de tel phénomène et de minimiser les conséquences ,d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

III .2 Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel au logiciel **ETABS 16** qui est destiné à la conception et l'analyse des structures, et ouvrages de génie civil catégorie bâtiments.

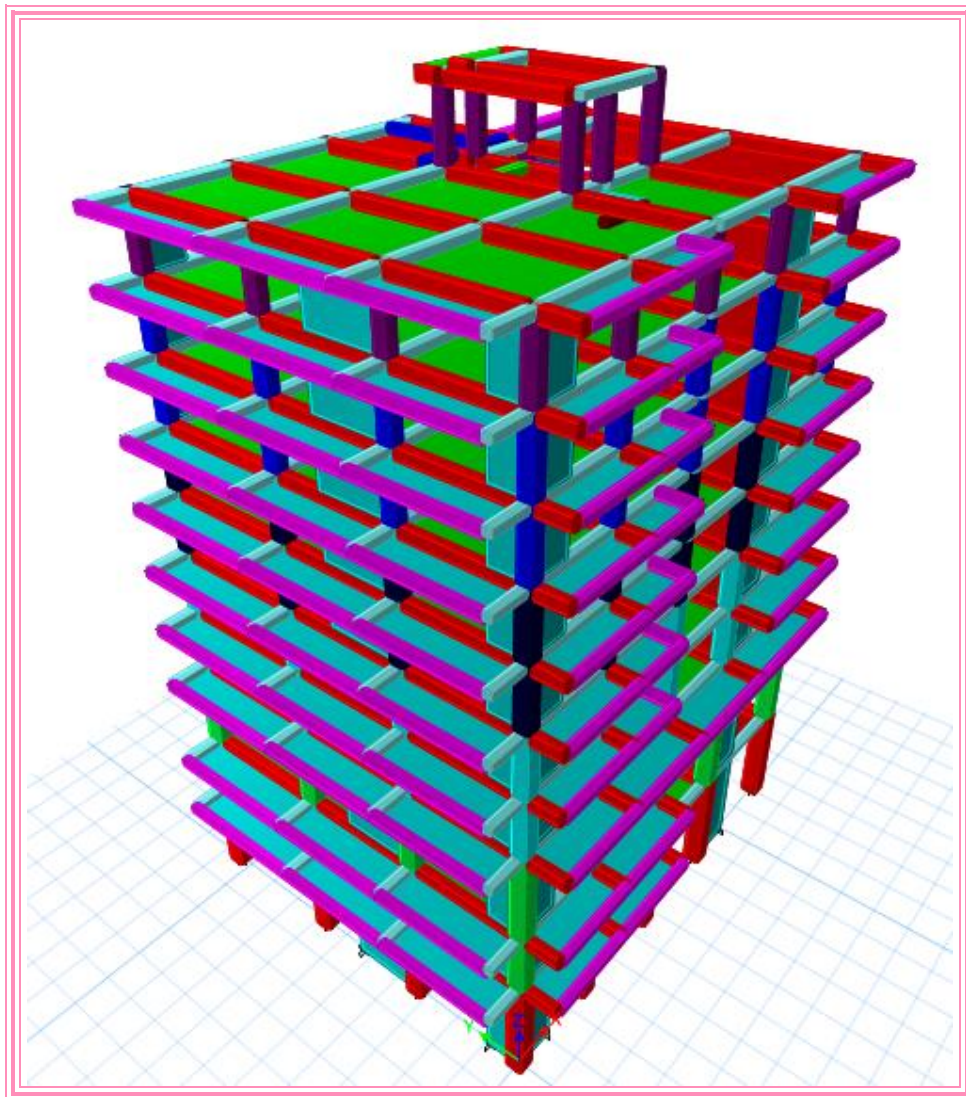


Figure III-1 : Vue en 3D de la structure (modélisation ETABS 2016 V16.2.0)

Remarque :

Dans le but d'avoir un bon comportement de la structure et de satisfaire toutes les exigences de l'RPA, plusieurs essais de disposition de voiles ainsi qu'un redimensionnement des éléments principaux ont été envisagés

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

Niveaux	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage T access	T.innac
Poteaux (cm^2)	(75*75)	(70*70)	(65*65)	(60*60)	(55*55)	(50*50)	(45*45)	(40*40)
Voiles (cm)	épaisseur : 20cm							
P.Principale	(30 × 50)							
P.secondeire	(30 × 40)							

Tableau III.1. Dimensions finales des éléments structuraux

III .3.Disposition des voiles de contreventement

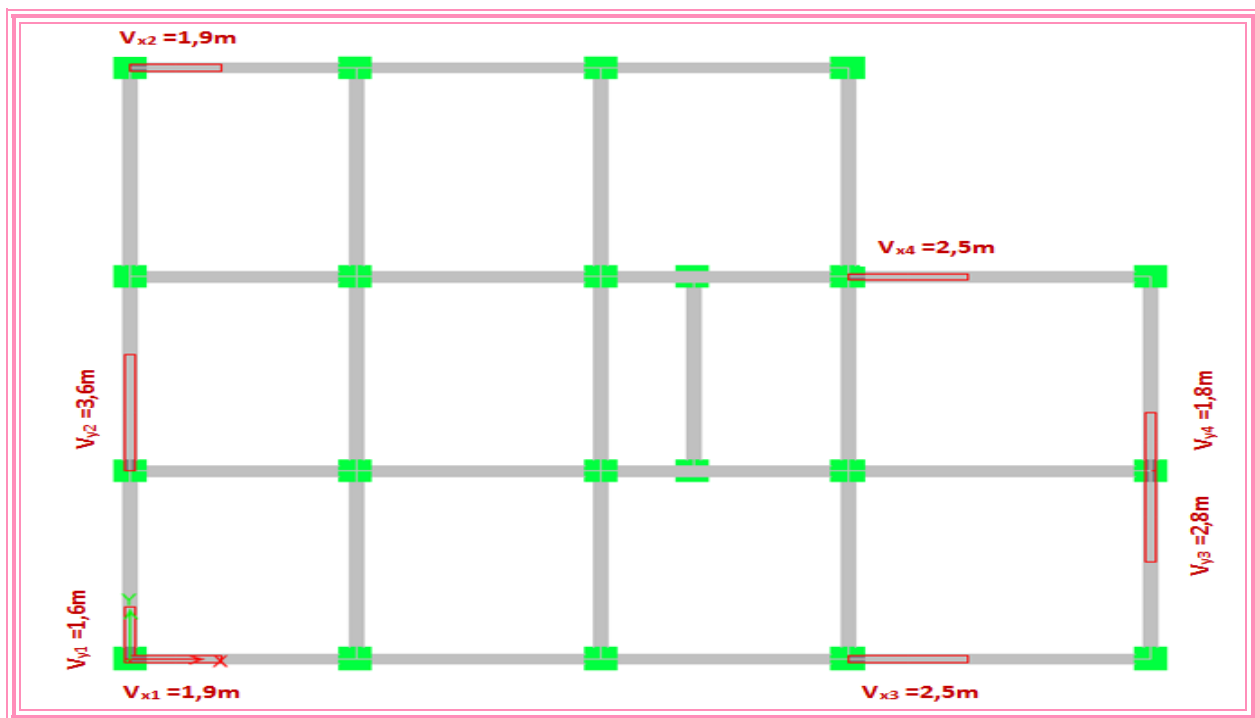


Figure III.2 : La disposition des voiles de contreventement

III .4 La méthode de calcul utilisée :

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m, elle est irrégulière en plan, se situe en zone II_a et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

III .4.1 Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99V2003 article 4.3)

Principe :

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

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.13)}$$

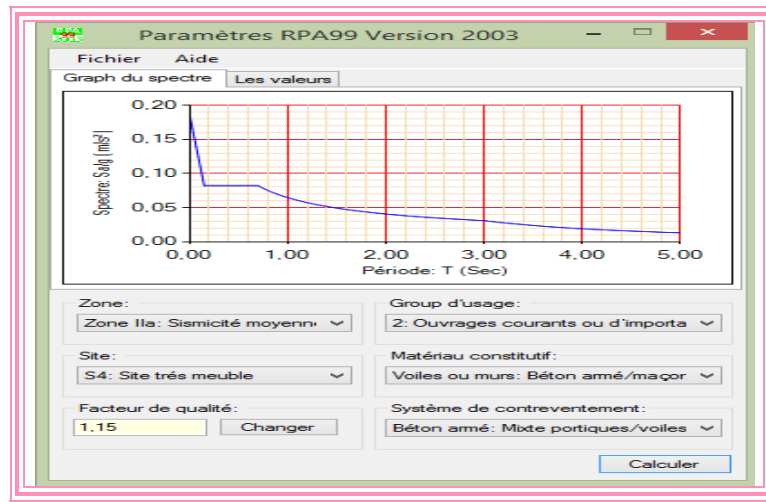


Figure III-3 : Spectre de réponse.

III .5. Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale appliquée à la base de la structure V, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Tel que :

✓ **A** : Coefficient d'accélération de la zone (RPA99V2003 Tableaux 4.1_)

{Grouped'usage2
{Zonell_a $\Rightarrow$ A = 0.15

✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure (RPA99V2003 Tableau4.3_)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow$ **R = 5**.

✓ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen (RPA99V2003_Tableau 4.2_)

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99V2003 (Formule 4-2)}$$

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

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

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 10\% \quad \text{D'où } \eta = 0.76$$

$$\text{On a un site très meuble } S_4 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.7s \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003 Tableau 4.7_})$$

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99V2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} & \text{RPA99V2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

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

$H = 34,51 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

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

$$\begin{cases} L_x = 22m \\ L_y = 19m \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.712 \text{ s}; 0.663 \text{ s}) = 0.663 \text{ s} \\ T_y = \min(0.712 \text{ s}; 0.713 \text{ s}) = 0.712 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.663 \times 1.3 = 0.862 \text{ s} \\ T_y = 0.712 \times 1.3 = 0.925 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.66s \\ D_y = 1.58s \end{cases}$$

✓ **Facteur de qualité Q (RPA99V2003 (4-4)) :**

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/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	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau III. 2. valeurs des pénalités

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

D'où :
$$\begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

✓ **W** : Poids total de la structure il est calculé par le logiciel ETABS2016

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

Avec :

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

W_{Qi} : charge d'exploitation.

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

Dans notre cas :
$$\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ (habitation pour les étages courants)} \\ 0.6 \text{ (comercial pour RDC)} \end{cases}$$

Le Poids total de la structure il est calculé par le logiciel ETABS2016

$$W = 47992.0224 \text{ KN}$$

La force sismique statique à la base de la structure est :
$$\begin{cases} V_x^{st} = 2748,50 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 2616,05 \text{ KN} \end{cases}$$

III .6. Mode de vibration et taux de participation des masses :

D'après le (RPA99/version 2003 Art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des Deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le tableau ci-dessous illustre les résultats des modes de vibration

Mode	Période (s)	UX	U _y	SumU _x	SumU _y
1	1,112	0,7782	0,0011	0,7782	0,0011

2	0,996	0,001	0,7378	0,7792	0,7389
3	0,821	0,0001	0,029	0,7793	0,7679
4	0,321	0,1189	0,0006	0,8982	0,7685
5	0,28	0,0006	0,1232	0,8988	0,8917
6	0,227	0,00002849	0,0018	0,8988	0,8935
7	0,161	0,031	0,0004	0,9298	0,8939
8	0,156	0,0004	0,0124	0,9302	0,9063
9	0,141	0,0022	0,00001741	0,9323	0,9063
10	0,134	0,0181	0,0006	0,9505	0,9069
11	0,125	0,0006	0,0452	0,9511	0,9521
12	0,102	0,00001284	0,0017	0,9511	0,9538

Tableau III .3. Période et taux de participation massique de la structure

▪ **Analyse des résultats :**

- La participation modale en mode 1 selon la direction X est de **77,82%** $\Rightarrow$ translation selon le sens X avec une période de **$T_x=1,112s$** .
- La participation modale en mode 2 selon la direction Y est de **73,78%** $\Rightarrow$ translation selon le sens Y avec une période de **$T_y=0,996s$** .
- A travers le tableau on voit bien que la condition du **RPA (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite en **mode 7** dans le sens X et en **mode 8** dans la direction Y.

✚ **Les modes de vibrations :**

Les trois premiers modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes

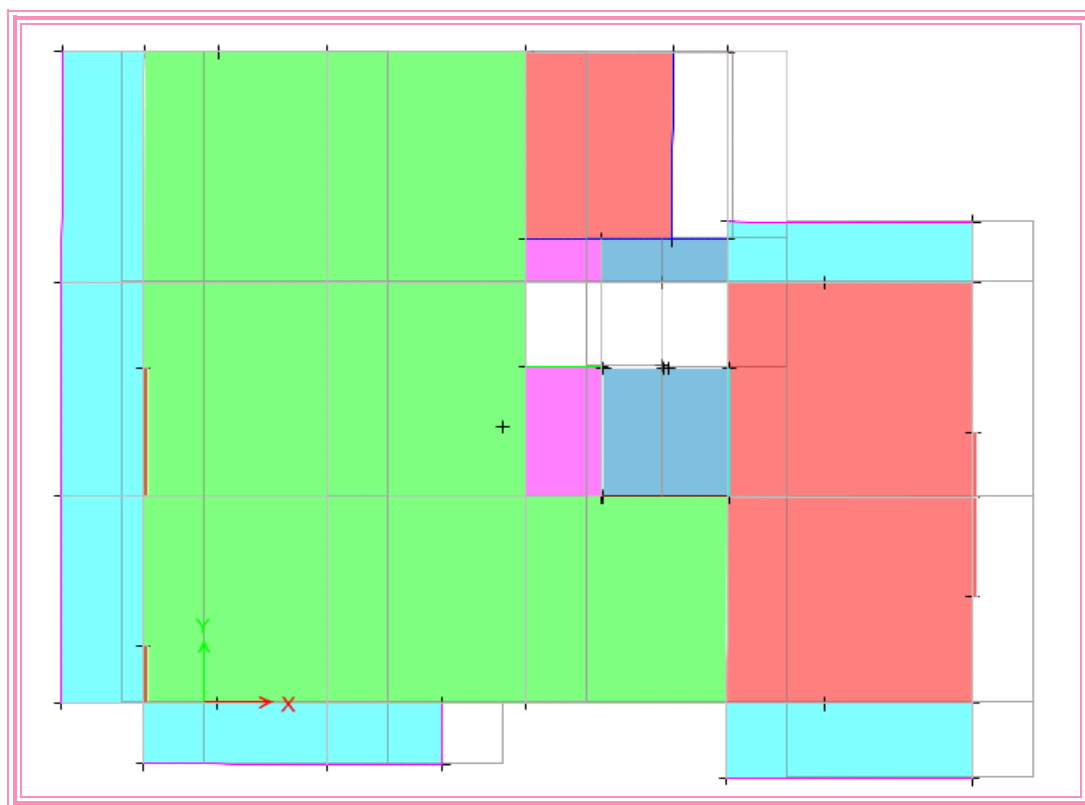


Figure III-4 : 1^{er} mode de vibration -translation selon X-X

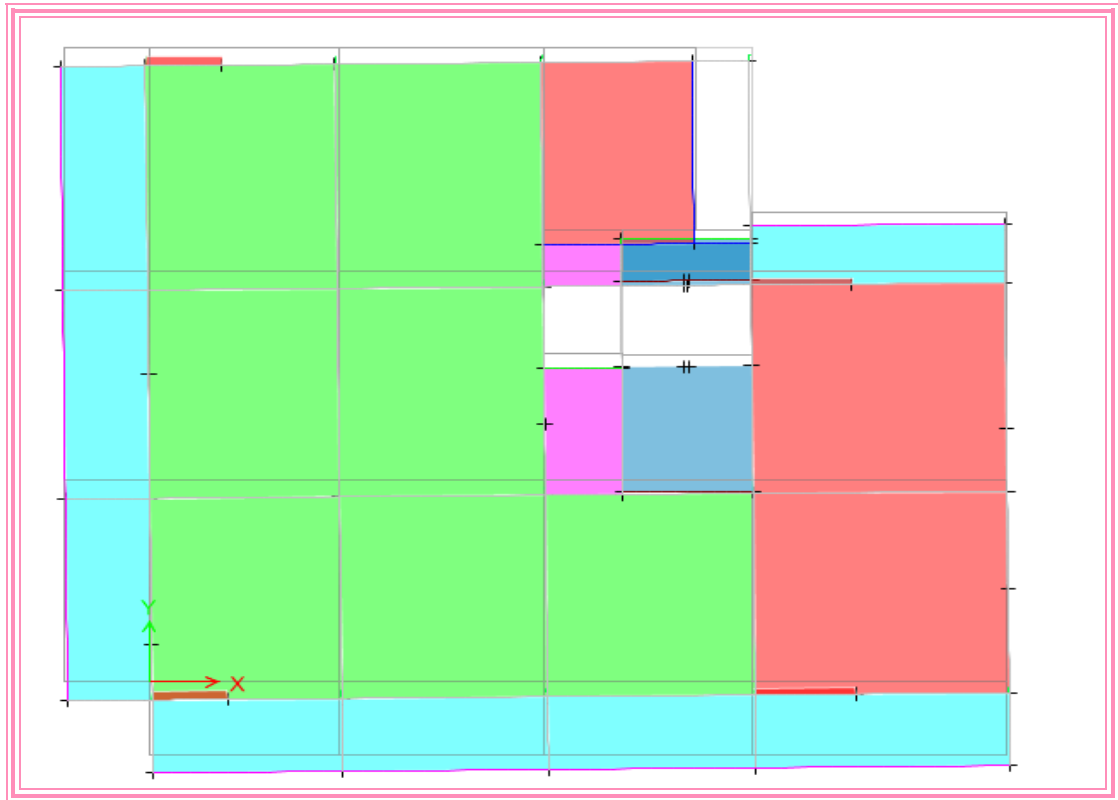


Figure III-5 : 2^{ème} mode de vibration -translation selon Y-Y

III .7. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

III .7. 1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art4. 3. 6)}$$

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par le rapport $0.8 V_{st}/V_{dyn}$.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2748.50	2198.802498	2372	Vérifiée
Y-Y	2616.05	2092.836113	2466	Vérifiée

Tableau III.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

III .7. 2. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7. 4. 3. 1})$$

Tel que:

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

L'effort normal réduit dans les poteaux se vérifie sous les combinaisons sismiques suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Combinaison	v	observation
RDC	(75*75)	3717.5403	G+Q+EY	0.264	vérifiée
1	(70*70)	2885.4314	G+Q+EY	0.236	vérifiée
2	(70*70)	2774.3352	G+Q+EY	0.226	vérifiée
3	(65*65)	2097.9333	G+Q+EY	0.199	vérifiée
4	(65*65)	1755.595	G+Q+EY	0.166	vérifiée
5	(60*60)	1427.7048	G+Q+EY	0.159	vérifiée
6	(60*60)	1122.4241	G+Q+EY	0.136	vérifiée
7	(55*55)	836.9032	G+Q+EY	0.111	vérifiée
8	(50*50)	577.3771	G+Q+EY	0.092	vérifiée
9	(45*45)	342.8239	G+Q+EY	0.068	Vérifiée

Tableau III.5: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux après le redimensionnement

III .7. 3. Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (*RPA99/2003 Art 3.4.a*)

❖ 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 :

Niveau	Charges verticales (KN)			(%) des charge verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	voiles	
RDC	36 510	9047	45557	80,14	19,86	vérifiée

Tableau III.6. l'interaction sous charges vertical

▪ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voiles-portiques à la base sous charge verticale est vérifiée.

❖ **Sous charges horizontale**

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 récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
RDC	615,7789	1756,753	629,3111	1837,428	25,95	74,05	25,51	74,49
1	1139,49	1024,488	923,5251	1370,831	52,66	47,34	40,25	59,75
2	750,8081	1167,93	547,0432	1563,072	39,13	60,87	25,92	74,08
3	996,9472	776,5873	836,0487	1156,99	56,21	43,79	41,95	58,05
4	928,1355	696,9908	802,6336	1010,277	57,11	42,89	44,27	55,73
5	758,9419	690,3643	659,6359	938,6981	52,37	47,63	41,27	58,73
6	732,0774	508,914	646,3869	710,5728	58,99	41,01	47,63	52,37
7	566,4101	425,9751	511,199	577,2133	57,08	42,92	46,97	53,03
8	431,1078	298,9847	402,1932	391,205	59,05	40,95	50,69	49,31
9	400,2236	104,2349	386,8984	144,6719	79,34	20,66	72,78	27,22

Tableau III.7 : l'interaction sous charges horizontal

▪ **Analyse des résultats :**

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

III .7. 4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

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

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

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

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après

Niveau	$h_k(m)$	Sens X-X					Sens Y-Y					Obs
		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	5.44	0,0422	0.211	0	0.211	0,0387	0,006	0,03	0	0,03	0.0055	vérifiée
1	3.06	0.082	0.41	0.211	0.199	0,0650	0,0128	0,064	0,03	0,034	0,0111	vérifiée
2	4.59	0.0937	0.4685	0.41	0.0585	0,0127	0,0147	0,073	0,064	0,0095	0.00206	vérifiée
3	3.06	0.0956	0.478	0.468	0.0095	0.0031	0,0158	0,079	0,0735	0.0055	0.001797	vérifiée
4	3.06	0.0924	0.462	0.478	-0.016	-0.0052	0,0156	0,078	0,079	-0.001	-0.00032	vérifiée
5	3.06	0,0876	0.438	0.462	-0.024	-0.0078	0,015	0,075	0,078	-0.003	-0.00098	vérifiée
6	3.06	0.0805	0.4025	0.438	-0,0355	-0,0116	0,014	0,07	0,075	-0,005	-0.00163	vérifiée
7	3.06	0.073	0.365	0.402	-0,0375	-0,0122	0,0129	0,064	0,07	-0.055	-0.00179	vérifiée
8	3.06	0.0652	0.326	0.365	-0,039	-0,0127	0,0117	0,058	0,0645	-0.006	-0.00196	vérifiée
9	3.06	0.0585	0.2925	0.326	-0,0335	-0,0109	0,0107	0,053	0,0585	-0,005	-0.01634	vérifiée

Tableau III.8. Vérification des déplacements relatifs

▪ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III .7. 5. Justification vis à vis de l'effet P-Δ:

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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) et h_k : hauteur de l'étage k.

niveau	h_k (m)	P_k (KN)	sens x-x			sens y- y			Obs
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ	
RDC	5.44	47992,0224	0,00211	2372,3167	0,00784657	0.0003	2466,1014	0,0010732	vérifiée
1	3.06	42236,0422	0,00199	2315,5522	0,01186206	0.0003	2406,1569	0,00195037	vérifiée
2	4.59	37458,0585	0,000585	2208,3068	0,00216187	0.0001	2299,2481	0,00033719	vérifiée
3	3.06	31913,5139	9,5E-05	2039,1762	0,00048587	5.5E-05	2130,6428	0,00026922	vérifiée
4	3.06	27286,3891	-0,00016	1854,7944	-0,00076922	-1E-05	1943,1157	-4,5891E-05	vérifiée
5	3.06	22657,4248	-0,00024	1640,4161	-0,00108329	-3E-05	1719,9779	-0,00012915	vérifiée
6	3.06	18150,5609	-0,000355	1397,4846	-0,00150678	-0.0001	1465,3356	-0,0002024	vérifiée
7	3.06	13617,2031	-0,000375	1123,3976	-0,00148547	-5.5E-05	1179,9622	-0,00020742	vérifiée
8	3.06	9169,9251	-0,00039	813,8135	-0,0014361	-6E-05	858,4758	-0,00020944	vérifiée
9	3.06	47992,0224	0,00211	2372,3167	0,00784657	-0.0001	2466,1014	0,0010732	vérifiée

Tableau III.9. Vérification de l'effet P-Delta

D'après les résultats obtenus dans le tableau les efforts P- Δ peuvent être négligés.

III .7. 6. Conclusion :

L'objectif de ce chapitre a été l'étude de la structure sous sollicitations dynamiques pour se faire nous avons modélisé notre structure grâce au logiciel ETABS 16.

La disposition des voiles de contreventement a été un véritable challenge, l'aspect architectural ainsi que l'importance des travées de la structure ont rendu difficile ce choix de disposition

Finalement nous avons abouti à une disposition qui satisfait toutes les exigences du RPA 99V2003, Les sections des poteaux ont été augmentées.

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux

IV-1 Introduction :

Dans le bâtiment, les éléments de contreventement (portiques et voiles) sont des éléments principaux qui assurent la stabilité de l'ouvrage avant et après le séisme, cependant ces éléments doivent être bien armés et disposés de telle sorte qu'ils puissent reprendre tous types de sollicitations.

IV-2 Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicitées en flexion simple sous deux sollicitations, un effort tranchant qui permet de déterminer les armatures transversales, et un moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales.

Les efforts sont donnés par le logiciel Etabs2016 combinés sous les combinaisons les plus défavorables données par **RPA99V2003** comme suit :

$$\text{ELU : } \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \text{ELS : } G+Q$$

Après la détermination des sollicitations (M,N,V) on possède au calcul de ferrailage, dans notre cas on a opté pour :

- Des principales de (30*50) suivant la direction Y
- Des secondaires de (30*40) suivant la direction X

IV-2-1.Recommandations du RPA99V2003 :

A-Coffrage : (RPA 99 V 2003 Art 7.5.1_)

$$\begin{array}{ccc} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. & \text{PP} \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20cm \\ 50 \geq 30cm \\ 1,66 \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. & \text{PS} \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20cm \\ 35 \geq 30cm \\ 1,16 \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \end{array}$$

B-Ferrailage :

Longitudinales : (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total et minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% (b×h) (*en Zone IIa*)
 - ⎧ Poutre principale : $A_{\min}=0,5\%(30 \times 50)=7,50\text{cm}^2$
 - ⎧ Poutre secondaire : $A_{\min}=0,5\%(30 \times 40)=6\text{cm}^2$
- Le pourcentage total des maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% (b×h) en zone courante
 - 6% (b×h) en zone de recouvrement

$$PP: \begin{cases} A_{\max}^{\text{courante}} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recouvrement}} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$PS: \begin{cases} A_{\max}^{\text{courante}} = 4\% (30 \times 40) = 4.8 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{recouvrement}} = 6\% (30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement : 40ϕ en zone II
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément, et à la figure 7.5 de RPA avec des crochets de 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U formant un carré ou rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, cependant il faudra au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à la supposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales pour les poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Transversals: (Art 7.5.2.2)

$$A_t = 3\% (S_t \times b)$$

S_t : espacement maximal entre les armatures entre les armatures transversales :

$$\text{-Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{-Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

ϕ_l : Le plus petit diamètre utilisé, mais dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou l'encastrement.

IV-2-2 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage adopté pour les poutres est calculé à partir des sollicitations maximales extraites du logiciel **ETABS 2016**, en respectant les exigences du **RPA 99 V2003**.

- Les sollicitations dans les poutres :

Poutre Principale	Niveau	$M^{\text{travée}}$ (KN.m)	combinaisons	M^{Appui} (KN.m)	combinaisons	V^{max} (KN.m)	combinaisons
PP associée aux voiles	Service	224.26	0.8G+EY	-284.67	G+Q+EY	235.61	G+Q+EY
	Etage courant	223.20	0.8G+EY	-316.08	G+Q+EY	258.89	G+Q+EY
	Terrasse	120.98	G+Q+EY	-158.05	G+Q+EY	109.51	G+Q-EY
PP non associée aux voiles	Service	150.47	0.8G+EY	-177.97	G+Q+EY	116.96	G+Q+EY
	Etage courant	173.77	0.8G+EY	-206.79	G+Q+EY	122.89	G+Q+EY
	Terrasse	120.98	G+Q+EY	-158.05	G+Q+EY	109.51	G+Q-EY

Tableau IV.1. Les sollicitations maximales dans les poutres principales

Poutre secondaire	Niveau	Moment (KN.m)	combinaisons	M ^{Appui} (KN.m)	combinaisons	V ^{max} (KN.m)	Combinaisons
PS associée aux escaliers	Service	103.97	G+Q+EX	-144.81	G+Q+EX	118.30	G+Q+EX
	Etage courant	114.16	G+Q+EX	-162.81	G+Q+EX	400.50	G+Q+EX
	Terrasse	58.53	G+Q+EX	-104.27	G+Q+EX	65.95	G+Q+EX
PS non associée aux escaliers	Service	103.97	G+Q+EX	-144.81	G+Q+EX	118.30	G+Q+EX
	Etage courant	106.07	G+Q+EX	-148.51	G+Q+EX	122.48	G+Q+EX
	Terrasse	58.53	G+Q+EX	-104.27	G+Q+EX	65.95	G+Q+EX

Tableau IV-2 : Les sollicitations maximales dans les poutres secondaires

❖ Le calcul des poutres se fait à la flexion simple selon l'organigramme (**Annexe n°04**), les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poutre principale	Niveau	Localisation	Moment (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A ^{adoptée} (cm ²)
PP associée aux voiles	Service	Appui	-284.67	17.2	7.5	6HA20	18.85
		Travée	224.26	13.1	7.5	4HA16+4HA14	14.2
	Etage courant	Appui	-316.08	19.5	7.5	3HA25+3HA16	20.76
		Travée	223.20	13.7	7.5	4HA16+4HA14	14.2
	Terrasse	Appui	-158.05	8.9	7.5	3HA16+2HA14	9.11
		Travée	120.98	6.7	7.5	3HA14+2HA14	7.7
PP non associée aux voiles	Service	Appui	-177.97	10.1	7.5	3HA16+2HA16	10.52
		Travée	150.47	8.5	7.5	3HA16+2HA14	9.11
	Etage courant	Appui	-206.79	12	7.5	6HA16	12.06
		Travée	173.77	9.9	7.5	3HA16+2HA16	10.05
	Terrasse	Appui	-158.05	8.9	7.5	3HA16+2HA14	9.11
		Travée	120.98	6.7	7.5	3HA14+2HA14	7.7

Tableau IV.3. Le ferrailage des poutres principales

Poutre secondaire	Niveau	Localisation	M ^{travée} (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A ^{adoptée} (cm ²)
PS associée et associée aux escaliers	Service	Appui	-144.81	10.8	6	4HA16+2HA14	11.12
		Travée	130.97	7.5	6	3HA14+2HA14	7.7
	Etage courant	Appui	-148.51	11.1	6	4HA16+2HA14	11.12
		Travée	106.07	7.6	6	3HA14+2HA14	7.7
	Terrasse	Appui	-104.27	7.5	6	3HA14+2HA14	7.7
		Travée	58.53	4.1	6	3HA16	6.03

Tableau IV-4 : Le ferrailage des poutres secondaires

IV-2-3 Vérification du RPA :

➤ Les longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi$ (**Art 7.5.2.1**)

$\phi = 14 \text{ mm}$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On opte pour $L_r=60\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$; On opte pour $L_r=65\text{cm}$

$\emptyset = 20 \text{ mm}$: $L_r = 40\emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$, on opte pour $L_r=80\text{cm}$

$\emptyset = 25 \text{ mm}$: $L_r = 40\emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$; on opte pour $L_r=100\text{cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales $\emptyset_t$:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \text{ (BAEL91 A.7.2,2)}$$

$$\text{Poutre principale : } \phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14.28; 30; 14) \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\text{Poutre secondaire : } \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(11.43; 30; 14) \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

Soit $\emptyset_t=8\text{mm}$ $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2(1\text{cadre} + 1\text{étrier})$

❖ **Calcul des espacements : (RPA99v2003 (Art. 7.5.2.2))**

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{poutre principale : } S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1.4\right) \Rightarrow S_t \leq \min(12.5; 16.8) \Rightarrow S_t = 10\text{cm} \\ \text{poutre secondaire : } S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right) \Rightarrow S_t \leq \min(10; 16.8) \Rightarrow S_t = 10\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Zone courante : } \begin{cases} \text{poutre principale : } S_t \leq \frac{50}{2} \Rightarrow S_t \leq 25 \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \\ \text{poutre secondaire : } S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification de la section transversale minimale :**

$$A_t^{\min}=0,3\% (St \times b)=1.35\text{cm}^2 < A^{\text{adopté}}=2.01\text{cm}^2$$

IV-2-4 Vérifications à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale : } A_{\min} = 1.72\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaire : } A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

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

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

Les vérifications se font uniquement pour les poutres les plus défavorables, les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci- dessous

Poutre	$V^{\max}$ (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	258.89	1.81	4.34	vérifiée
Secondaire	400.5	3.55	4.34	vérifiée

Tableau IV- 5: Vérification des contraintes tangentielles

IV-2-5 Vérifications à L'ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

b) Etat limite de déformation :

Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Poutre principale	Appui	-88.42	20.76	22.76	290468.81	6.56	15	Vérifiée
	Travée	37.95	14.20	19.82	241056.23	3.12	15	Vérifiée
Poutre secondaire	Appui	-77.23	12.44	15.60	117963.11	10.21	15	Vérifiée
	Travée	40.77	9.11	13.57	911128.95	6.07	15	Vérifiée

Tableau IV- 1: Vérification de l'état limite de compression du béton

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \\ L \leq 8m \end{array} \right.$$

Exemple de calcul : (Poutre principale)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.50}{6.45} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{0.50}{6.45} = 0.077 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{0.75M_0}{M_0} = 0.075 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{14.20}{30 \times 47.5} = 9.96 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{fe} = 10.5 \times 10^{-3} \\ L = 6.45m \leq 8m \end{array} \right.$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

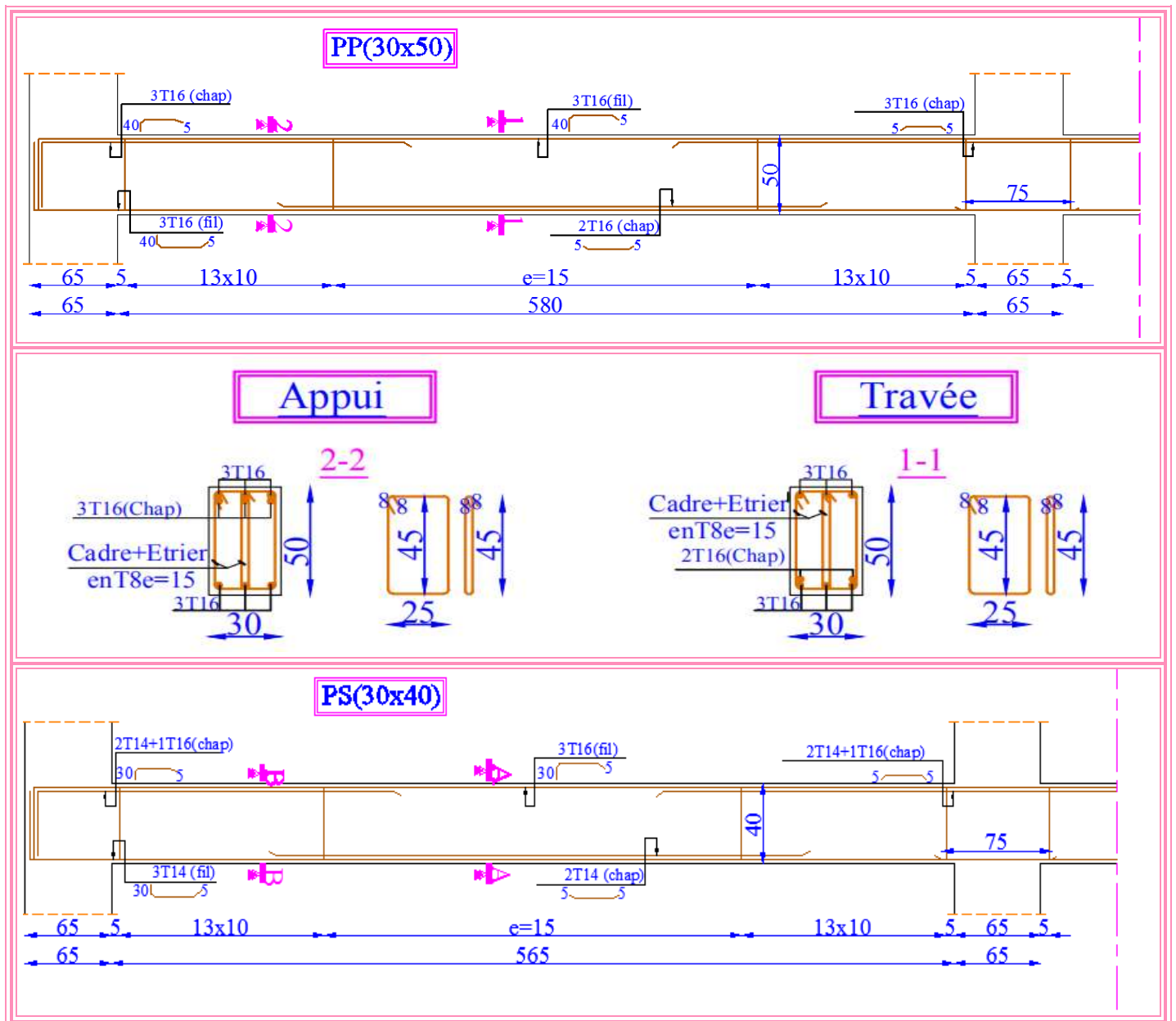
poutre	h (cm)	b (cm)	L (m)	A _{st} (cm ²)	$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)$	$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Observation
Principale	50	30	6.45	14.20	0.077 > 0.075	0.0096 < 0.0105	Vérifiée
secondaire	40	30	6.30	7.70	0.063 > 0.075	0.0641 < 0.0105	Vérifiée

Tableau IV-7: Vérification des conditions de la flèche des poutres

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

IV-2-6 Schémas de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des poutres sont insérés dans (l'annexe N°10), dans les figures ci-dessous, on représente comme exemple les poutres non associées aux voiles d'étage courant :



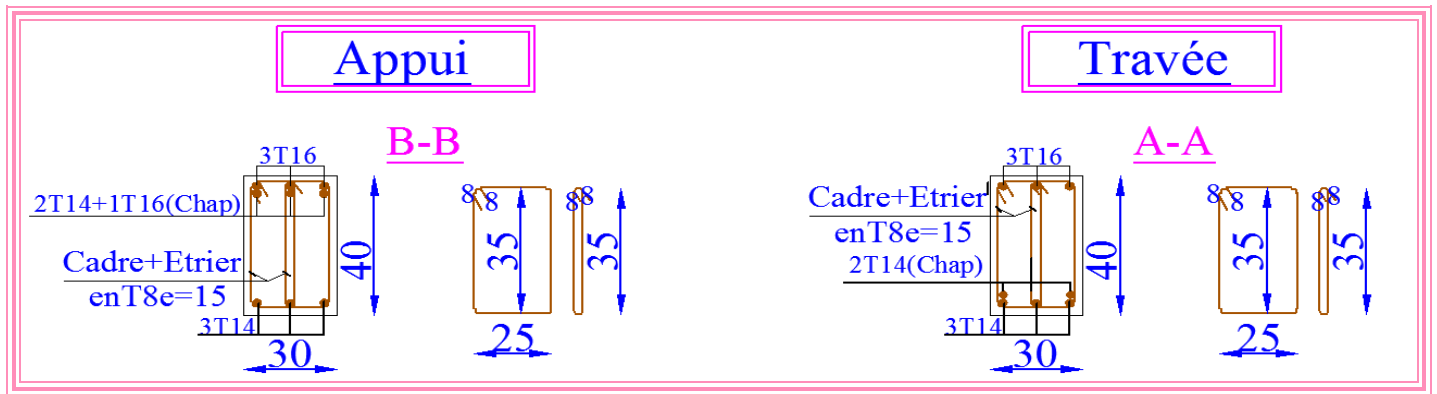


Figure IV- 1: Schéma de dispositions constructives avec la coupe en travée et appui de la poutre principale et secondaire de l'étage courant non associée aux voiles

IV-3 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des organes de la structure en verticaux béton armé, sont destinés à transmettre les charges à la base de la structure ils sont soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant, leurs ferrailage se fait à la flexion simple selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \quad N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \quad N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

Les combinaisons utilisées pour déterminer ces sollicitations sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

IV-3-1 Les recommandations du RPA 99/2003 RPA :

a) Les armatures longitudinales (art 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- ✓ diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales est : $\phi_{\min} = 12mm$.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement $L_{\min}$ est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).

- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau et les extrémités des barres qui y concourent, les longueurs à prendre pour chaque barre sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

$$h' = 2 \times h$$

h_e : hauteur de l'étage.

$b_1; h_1$: dimensions de la section transversale de poteau.

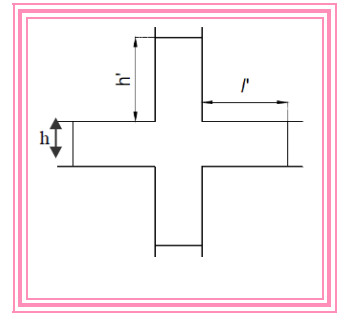


Figure IV-2 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives conformément aux recommandations du RPA99 V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveaux	Section de Poteau (cm ²)	$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	75×75	45	225	337.5
Etage 1 et 2	70×70	39.2	196	294
Etage 3 et 4	65×65	33.8	169	253.5
Etage 5 et 6	60×60	28.8	144	216
Etage 7	55×55	24.2	121	181.5
Etage 8	50×50	20	100	150
Etage 9	45×45	16,20	81	121,5
Terrasse	40×40	12,80	64	96

Tableau IV-8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

a. Les armatures transversales : RPA99/2003 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales elles sont Calculées à l'aide de la formule suivante :

V: Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t: Espacement entre les armatures transversales telle que :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V}{h_1 \times f_e}$$

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{array}{ll} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \quad \lambda_g : \text{élancement géométrique } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

l_f : Longueur de flambement.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{aligned} A_t^{\min} &= 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} &= 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{aligned}$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 \leq \lambda_g \leq 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum

IV-3-2 Ferrailage des poteaux :

Pour le calcul de ferrailage on va exposer un exemple de calculs autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul de poteau le plus sollicité.

poteau RDC : $b=75\text{cm}$; $h=75\text{ cm}$; $d'=2,5\text{cm}$; $d=72,5\text{cm}$; $f_e=400\text{ MPa}$.

a)-Calcul sous $N_{\max}$ et M_{cor} :

$$N_{\max} = 3717,54\text{KN} \rightarrow M_{\text{cores}} = 156,21\text{KN.m} \text{ (Sous la combinaison } G + Q + Ey \text{)}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 4,2\text{cm} < \frac{h}{2} = 37,5\text{cm} \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section de}$$

béton, on doit vérifier la condition suivante : $(a) > (b) \dots\dots\dots (I)$

$$N_U (d - d') - M_{UA} > (0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\begin{cases} \Rightarrow 3717,54 \times 10^{-3} (0,725 - 0,025) - 1457,35 \times 10^{-3} = 1,144 MN.m \\ \Rightarrow (0,337 \times 0,75 - 0,81 \times 0,025) 0,75 \times 0,75 \times 18,48 MN.m \end{cases}$$

Donc $1,144 < 2,416 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1457,35 \times 10^{-3}}{0,75 \times 0,725^2 \times 18,48} = 0,20 < \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,20 > \mu_l \Rightarrow \text{pivot B} \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \quad ; \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,281$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 56,66 \text{ cm}^2 \quad \text{Tel que : } Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,643 \text{ m}$$

On revient à la flexion composé : $A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = -36,27 \text{ cm}^2$ donc $A = 0 \text{ cm}^2$

❖ Ferrailages des autres poteaux :

Le tableau ci-dessous, résume le calcul des armatures avec les sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque niveau :

Section	Sollicitation	N(KN)	M (KN,m)	V(KN)	Combinaison	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures
75×75 (RDC)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	3717.54	156.2141	142.88	ELUA	SPC	0	45	12HA20+4HA16 =45.72 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	234.19	1721.64		ELUA	SPC	0		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	-976.21	31.27		ELUA	SET	13.31		
70×70 (Etag1)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	3163.27	12.35	138.67	ELU	SPC	0	39.2	12HA20+4HA16 =45.72 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	245.52	2833.48		ELUA	SPC	0		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	-240.46	25.99		ELUA	SET	4		
70×70 (Etag2)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	2774.33	72.74	161.36	ELUA	SPC	0	39.2	12HA20+4HA16 =45.72 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	237.19	2312.66		ELUA	SPC	1.22		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	123.34	75.11		ELUA	SPC	0		
65×65 (Etag3+4)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	2375.93	25.11	144.50	ELU	SPC	0	33.8	4HA20+12HA16 =36.69 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	227.05	2002.45		ELUA	SPC	0.669		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	152.95	65.11		ELUA	SPC	0		

60×60 (Etag5+6)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	1660.50	23.08	120.91	ELU	SPC	0	28.8	16HA16 =32.17cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	175.47	961.87		ELUA	SPC	0		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	69.56	21.00		ELUA	SPC	0.015		
55×55 (Etag7)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	969.83	12.57	96.31	ELU	SPC	0	24.2	16HA14 =24.63 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	136.41	677.38		ELUA	SPC	0		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	-25.75	16.93		ELUA	SET	1.168		
50×50 (Etag8)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	644.24	30.00	79.17	ELU	SPC	0	20	8HA14+8HA12 =21.37 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	114.72	429.99		ELUA	SPC	1.01		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	-68.67	7.97		ELUA	SET	1.30		
45×45 (Etag09)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	386.53	29.07	77.47	ELU	SPC	0	16.2	16HA12 =18.10 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	104.96	216.65		ELUA	SPC	3.8		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	-38.34	29.65		ELUA	SET	2.3		
40×40 (Terr.acc)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$	161.91	6.84	18.37	ELU	SPC	0	12.8	12HA12 13.57 cm ²
	$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	30.33	41.99		ELUA	SPC	1.509		
	$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$	6.95	9.45		ELUA	SPC	0.54		

Tableau IV-9: Calcul des armatures longitudinales

Les armatures transversales: RPA99 (Art.7.4.2.2)

Exemple de calcul : poteau RDC (75×75) cm²

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 5.44 = 3.80m$$

$$\lambda_g = \frac{3.80}{0.75} = 5.07 \Rightarrow \lambda_g \gg 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

L'espace est pris égal à :

$$t_{z,nodale} \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15cm) = \min(16cm; 15cm) \Rightarrow t_{z,nodale} = 10cm$$

$$t_{z,cour} \leq 15\phi_l^{\min} = 15 \times 1.6 = 24cm \Rightarrow t_{z,cour} = 10cm$$

$$\text{Soit : } A_t = \frac{\rho \times V}{h_l \times f_e} \times t_{\max} = \frac{2.5 \times 142.88 \times 10^{-3}}{0.75 \times 400} \times 0.10 = 1.79cm^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\begin{cases} \lambda_g = 5.07 \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(b \times t) \Rightarrow A_t^{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Section	75×75	70×70	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
$\phi_{l\max} (cm)$	2	2	2	2	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
$\phi_{l\min} (cm)$	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2	1.2
$l_0 (cm)$	544	306	306	306	306	306	306	306	340
$L_f (cm)$	3.808	2.142	3.213	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.38
λ_g	5.07	3.06	4.59	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
ρ_a	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
$V (KN)$	142.88	138.67	161.35	144.50	120.90	96.30	79.17	77.47	18.37
$L_r (cm)$	80	80	80	80	65	60	60	60	60
$L_c (cm)$	10	10	10	10	10	10	10	8	8
$t_{z,nodal} (cm)$	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{z,cour} (cm)$	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$A_t^{cal} (cm^2)$	1.79	1.85	2.16	2.08	1.88	1.64	1.48	1.61	0.28
$A_t^{\min} (cm^2)$	2.25	5.49	2.8	4.71	3.94	3.17	3.39	1.62	1.8
$A_t^{adop} (cm^2)$	6T10 =4.71	8T10 =6.28	6T10 =4.71	6T10 =4.71	6T10 =4.71	6T10 =4.71	6T10 =4.71	6T8 =3.02	6T8 =3.02

Tableau IV-10: sollicitations et ferrailage des poteaux

IV-3-3 Vérifications nécessaire:

a) Vérification au flambement:

La vérification vis-à-vis le flambement est nécessaire pour les éléments soumis à la flexion composée, la vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et élancé.

$$\text{On doit vérifier que : } N_{\max} \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : Section réduite du béton

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50 \quad \text{et } \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

L'élanement mécanique est donné par : $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ **BAEL91**

l_f : Longueur de flambement.

$B_r = (a - 2)(b - 2)$ Pour un poteau rectangulaire

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Section	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	A	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)	$1.1N_{max}$ (KN)	Observation
75×75	544	380.8	17.57	0.81	45.74	5329	11893.57	3717.54	4089.29	Vérifiée
70×70	306	214.2	10.58	0.83	41.21	4624	8397.29	3163.27	3479.59	Vérifiée
70×70	459	321.3	15.88	0.80	41.21	4624	10437.94	2774.33	3051.76	Vérifiée
65×65	306	214.2	11.40	0.83	34.43	4284	9209.51	2375.93	2613.52	Vérifiée
60×60	306	214.2	12.35	0.83	30.29	3364	6253.67	1660.50	1826.55	Vérifiée
55×55	306	214.2	13.47	0.83	24.63	2809	5004.36	969.83	1066.81	Vérifiée
50×50	306	214.2	14.82	0.82	21.37	2304	4113.18	644.24	708.66	Vérifiée
45×45	306	214.2	16.47	0.81	17.65	1849	3299.66	386.53	425.18	Vérifiée
40×40	340	238	20.59	0.79	13.57	1444	2501.19	161.91	178.10	Vérifiée

Tableau IV-11: Vérification au flambement des poteaux

b. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement le poteau le plus sollicité à la compression du béton à L'ELS dans chaque niveau, les formules de calcul sont insérées dans (l'annexe n°07)

								σ_{bc} (MPa)			
Section	d (cm)	A_s (cm ²)	V (cm)	v' (cm)	I_{yy} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc1} (MPa)	σ_{bc2} (MPa)	Type de section	$\bar{\sigma}$ (MPa)
75×75	72.5	14.58	37.5	37.5	0.0332	2650.40	35.34	4.68	3.88	SEC	15
70×70	67.5	14.58	35	35	0.0259	2343.16	56.11	5.04	3.63	SEC	15
70×70	67.5	14.58	35	35	0.0259	2050.91	36.41	4.24	3.26	SEC	15
65×65	62.5	12.21	32.5	32.5	0.0199	1759.95	40.08	4.32	3.02	SEC	15
65×65	62.5	12.21	32.5	32.5	0.0199	1494.01	37.27	3.72	2.51	SEC	15

60×60	57.5	10.05	30	30	0.0151	1230	34.61	3.64	2.26	SEC	15
60×60	57.5	10.05	30	30	0.0151	972.18	42.59	3.18	1.48	SEC	15
55×55	52.5	7.70	27.5	27.5	0.0111	718.39	39.61	2.97	1.02	SEC	15
50×50	47.5	6.88	25	25	0.0081	477.21	39.23	2.77	0.34	SEC	15
45×45	42.5	7.7	22.5	22.5	/	286.32	54.11	6.89		SPC	15
40×40	37.5	4.52	20	20	/	119.93	12.14	2.12		SPC	15

Tableau IV-12: Vérification des contraintes dans le béton.**b-Vérification à l'effort tranchant :**

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou

égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ Avec : $\tau_{bc} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28}$ tel que :

Niveau	Section	$l_f(m)$	λ_g	ρ_d	d (m)	$V_{\max}$ (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
RDC	75×75	3.808	5.07	0.075	72.5	142.88	0.263	1.875
Etage1	70×70	2.142	3.06	0.04	67.5	138.67	0.293	1
Etage2	70×70	3.213	4.59	0.04	67.5	161.35	0.341	1
Etage3+4	65×65	2.142	3.29	0.04	62.5	144.50	0.356	1
Etage5+6	60×60	2.142	3.57	0.04	57.5	120.90	0.350	1
Etage7	55×55	2.142	3.89	0.04	52.5	96.30	0.334	1
Etage8	50×50	2.142	4.28	0.04	47.5	79.17	0.333	1
Etage9	45×45	2.142	4.76	0.04	42.5	77.47	0.405	1
Etage10	40×40	2.38	5.95	0.075	37.5	18.37	0.122	1.875

Tableau IV-13: Vérification des contraintes de cisaillement

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 S_i : \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 S_i : \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est définie par h_e : Hauteur d'étage et l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right)$$

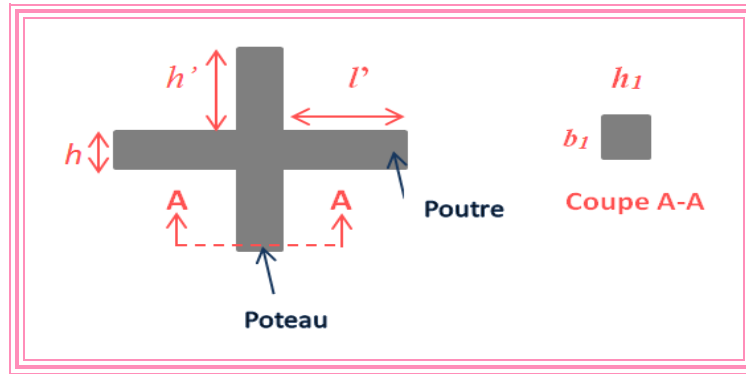


Figure IV-3: La zone nodale

Niveaux		RDC	1	2	3+4	5+6	7	8	9	10
Section ($b_1 \times h_1$)		75×75	70×70	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
l'(cm)	PP	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	PS	80	80	80	80	80	80	80	80	80
h'(cm)		90.66	70	76.5	65	60	55	51	51	56.66

Tableau IV-14: Dimensions de la zone nodale

Vérification des zones nodales :

La vérification de la zone nodale fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2, on doit vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ RPA99/2003 (Article 7.6.2)}$$

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

Détermination du moment résistant:

Le moment résistant M_R d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton (A_s).
- De la contrainte limite élastique des aciers σ_s

Tel que : $M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$ avec : $Z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

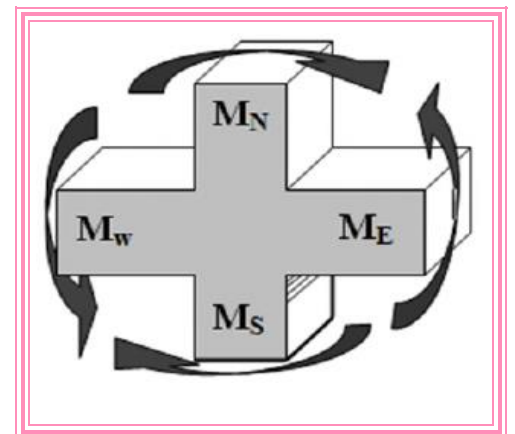


Figure IV-4: La répartition des moments sur la zone nodale

Niveau	Section(cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	75×75	67.5	13.58	393.66
1	70×70	63	13.58	367.42

2	70×70	63	13.58	367.42
3+4	65×65	58.5	12.31	228.05
5+6	60×60	54	10.05	217.08
7	55×55	49.5	7.7	152.46
8	50×50	45	6.88	123.84
9	45×45	40.5	5.65	91.53
10	40×40	36	4.52	65.09

Tableau IV-15: Moments résistant dans les poteaux

Poutre principale 30×50						
Niveau	Local	h(cm)	Z (cm)	As (cm ²)	σ_s (Mpa)	M _R (KN.m)
Service	Travée	50	45	6.03	400	108.54
	Appui	50	45	10.52	400	189.36
Etagé courant	Travée	50	45	6.03	400	108.54
	Appui	50	45	12.06	400	217.08
Terrasse	Travée	50	45	4.62	400	83.16
	Appui	50	45	9.11	400	163.98

Tableau IV-16: Moments résistants dans les poutres principales

Poutre secondaire 30×40						
Niveau	Local	h(cm)	Z (cm)	As (cm ²)	σ_s (Mpa)	M _R (KN.m)
Service	Travée	40	36	4.62	400	66.53
	Appui	40	36	11.12	400	160.13
Etagé courant	Travée	40	36	4.62	400	66.53
	Appui	40	36	11.12	400	160.13
Terrasse	Travée	40	36	4.62	400	66.53
	Appui	40	36	7.7	400	110.88

Tableau IV-17: Moments résistants dans les poutres secondaires**Vérification des zones nodales :**

Poutre principale 30×50							
Niveau	M _n	M _s	M _n +M _s	M _c	M _w	1.25 (M _c +M _w)	observation
RDC	702.09	363.15	1065.24	108.54	189.36	372.37	Vérifiée
1	734.83	367.42	1102.25	108.54	189.36	372.37	Vérifiée
2	655.47	367.42	1022.88	108.54	189.36	372.37	Vérifiée
3	576.11	288.05	864.16	108.54	217.08	407.025	Vérifiée
4	505.13	288.05	793.18	108.54	217.08	407.025	Vérifiée
5	434.16	217.08	651.24	108.54	217.08	407.025	Vérifiée
6	369.54	217.08	586.62	108.54	217.08	407.025	Vérifiée
7	276.30	152.46	528.76	108.54	217.08	407.025	Vérifiée
8	215.37	123.84	339.21	108.54	217.08	407.025	Non vérifiée
9	156.62	91.53	248.15	83.16	163.98	308.92	Non vérifiée
10(T.inaces)	0	65.09	65.09	83.16	163.98	308.92	Non vérifiée

Tableau IV-18: Vérification des zones nodales.

Poutre secondaire 30×40							
Niveau	M_n	M_s	M_n+M_s	M_e	M_w	$1.25 (M_e+M_w)$	observation
RDC	702.09	363.15	1065.24	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
1	734.83	367.42	1102.25	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
2	655.47	367.42	1022.88	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
3	576.11	288.05	864.16	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
4	505.13	288.05	793.18	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
5	434.16	217.08	651.24	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
6	369.54	217.08	586.62	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
7	276.30	152.46	528.76	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
8	215.37	123.84	339.21	66.53	160.13	285.31	Vérifiée
9	156.62	91.53	248.15	66.53	110.88	221.75	Vérifiée
10	0	65.09	65.09	66.53	110.88	221.75	Non vérifiée

Tableau IV-19: Vérification des zones nodales

Remarque : On remarque que la condition du RPA n'est pas vérifiée pour les trois derniers niveaux, selon le RPA on peut tolérer la non vérification de cette condition, le poteau de l'étage 10 supporte seulement la dalle de la cage d'escalier c'est pour cette raison qu'on ne la pas considérer comme un étage.

IV-3-4 Schémas de ferrailage des poteaux :

Les plan de ferrailage des poteaux sont insérés dans l'annexe n°10, on expose les schémas de ferrailage des poteaux de RDC et étage 1+2 comme un exemple :

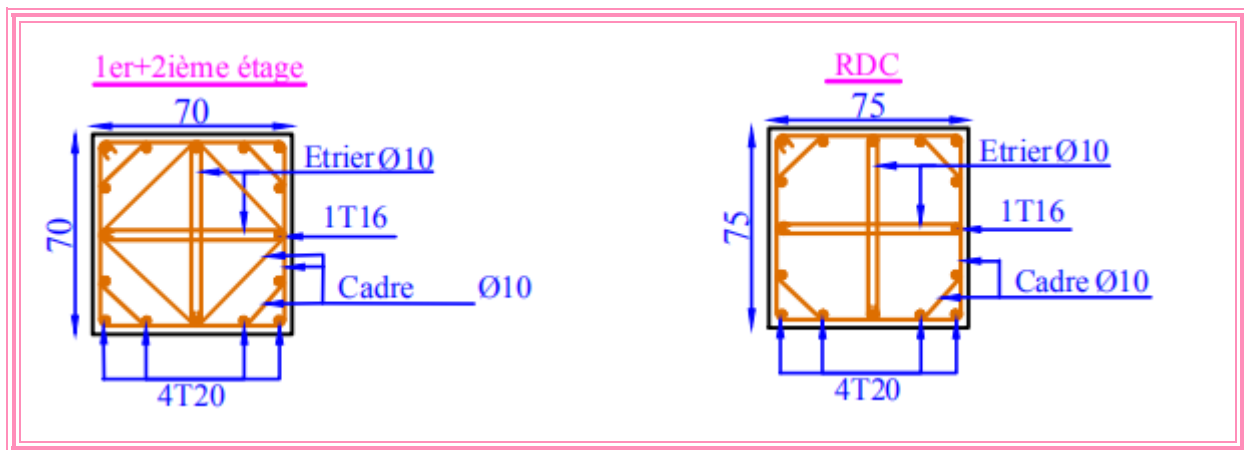


Figure IV-5: Schémas de ferrailage des poteaux de RDC et étage 1+2

IV-4 Etude des voiles**IV-4-1 Introduction**

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) faible devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans, contrairement dans la direction perpendiculaire de leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis les forces horizontales, d'après le **RPA99V2003(Art 7.7.1)** le voile doit avoir des dimensions de $l \geq 4a$.

❖ Le calcul de ferrailage se fera en fonction de la sollicitation la plus défavorable suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu des sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$$

IV-4-2 Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales : sont destinées à reprendre les effets de la flexion, disposées à Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

-Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %**.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**St**) est inférieur à l'épaisseur du voile.

-L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

b) Armatures horizontales : sont destinées à reprendre les efforts tranchant, elles sont

c) Armatures transversales : sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires entre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

d) Armatures de couture : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \quad \text{RPA99V2003(Art7.7.4.3)}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L \quad \text{Section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times a \times L \quad \text{Zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $St < \min(1.5e; 30 \text{ cm})$

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$

f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$ en zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$ en zone comprimée sous toutes les combinaisons.

IV-4-2 Exemple de calcul du voile V_{x1} et V_{x2} :

❖ **Les sollicitations :**

Les sollicitations du calcul pour chaque voile sont tirées du logiciel ETABS 2016, on présente dans le tableau ci-dessous les sollicitations pour les voiles V_{x1} et V_{x2} au niveau du RDC.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V(KN)
	N(kN)	M(KN.m)	N(kN)	M(KN.m)	N(kN)	M(KN.m)	
RDC	1695.81	1363.46	1549.63	1391.99	-187.722	397.86	326.22

Tableau IV-20 : sollicitations dans les voiles V_{x1} et V_{x2}

❖ **Le ferrailage :**

Pour le calcul du ferrailage dans cet exemple c'est les sollicitations $N_{\min} \rightarrow M_{cor}$ qui ont donné la section d'acier maximale.

On a : $N_{\min} = -187.72 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 397.86 \text{ KN.m}$ (ELUA)

$L = 1.9 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $d = 1.85 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma^{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V = \frac{-187.72 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9} + \frac{397.86 \times 10^{-3}}{0.1143} \times 0.95 \Rightarrow \sigma^{\max} = 2.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma^{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V = \frac{-187.72 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.9} - \frac{397.86 \times 10^{-3}}{0.1143} \times 0.95 \Rightarrow \sigma^{\min} = -3.80 \text{ Mpa}$$

$\sigma^{\max} > 0$ Et $\sigma^{\min} < 0$ la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 397.86 - 187.72 \times \left(1.85 - \frac{1.9}{2} \right) = 228.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{228.91 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.85^2 \times 18.48} = 0.018 < \mu_l = 391 \Rightarrow \text{pivot A} \rightarrow (A' = 0); \alpha = 0.0228 ; z = 0.1833$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{228.91 \times 10^{-3}}{1.833 \times 400} = 3.12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_l - \frac{Nu}{f_{st}} = 3.12 \times 10^{-4} - \frac{-187.72 \times 10^{-3}}{400} = 7.81 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 7.81 \text{ cm}^2$ dans la zone tendue

- **Calcul des longueurs tendues et comprimée :**

Pour éviter tout changement de signe et contrainte sous les différentes combinaisons, la zone tendue calculée sera prise des deux extrémités, donc le voile sera ferrailer symétriquement

Détermination des langueurs tendues et comprimées :

$$\left\{ \begin{aligned} l_t &= \frac{\sigma^{\min} \times L}{\sigma^{\min} + \sigma^{\max}} = \frac{3.8 \times 1.9}{3.8 + 2.81} = 1.09 \text{ m} \Rightarrow l_t = \frac{L}{2} = 0.95 \text{ m} \\ l_c &= L - 2l_t = 0 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

➤ **Armatures minimales :**

- **En zone tendue :** $A_{\min}^{zt} = 0.2\%(e \times l_t)$
- **En zone comprimée :** $A_{\min}^{zc} = 0.10\%(e \times l_c)$
- **Dans tout le voile :** $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 5.7 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} , \text{ on opte pour } \boxed{S_t = 20 \text{ cm}}$$

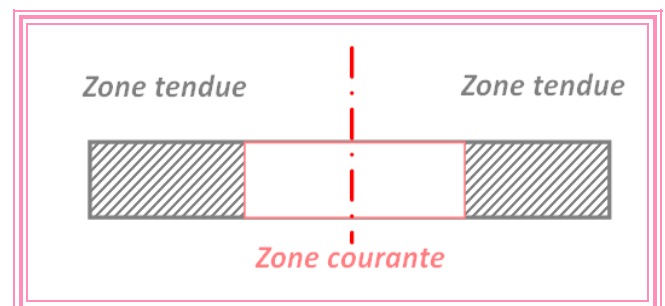


Figure IV-6 : zone courante et zone tendue dans le voile

➤ Armatures horizontales :

$$A_H \geq \frac{\tau_u \times b \times S_t \times \gamma_s}{0.9 \times f_e}$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 325.22 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.85} = 1.23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

$$A_H \geq A_H^{\min} = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = 0.4 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

Armatures verticales :

En zone tendue : $A_v^{zt} = 12 \text{ HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales :

$$A_H = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 (S_t = 20 \text{ cm})$$

• Schéma de ferrailages des voiles V_{X1} et V_{X2} :

Le schéma de ferrailage est illustré dans l'annexe n°10

Les résultats des ferrailages de tous les voiles sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

	voiles V_{X1} et V_{X2}					
Niveau	RDC	Etage1	Etage 2	Etage 3-4-5	Etage 6-7	Etage 8-9
l(m)	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	-187.72	1058.94	275.61	121.32	-7.47	-51.37
M(KN.m)	397.86	460.27	96.92	261.43	205.24	162.23
V(KN)	326.21	176.19	198.16	138.17	102.40	68.02
d(m)	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	7.81	9.72	0	2.051	2.89	2.86
τ_u	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23
$\bar{\tau}_u$	5	5	5	5	5	5
$A_{min}(\text{RPA})$	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
$I(\text{m}^4)$	0.1143	0.1143	0.1143	0.1143	0.1143	0.1143
$\sigma^{\max}(\text{Mpa})$	2.81	6.61	1.53	2.49	1.68	1.21
$\sigma^{\min}(\text{Mpa})$	-3.8	-1.038	-0.08	-1.85	-1.73	-1.49
$l_t(\text{m})$	0.95	0.25	0.49	0.81	0.95	0.95
$l_c(\text{m})$	0	1.4	0.92	0.28	0	0
$A_{min}^{\text{tendue}}(\text{cm}^2)$	3.8	1	1.96	3.24	3.8	3.8
$A_{min}^{\text{courant}}(\text{cm}^2)$	0	2.8	0.18	0.56	0	0
$A_{zc}^{\text{Adopté}}(\text{cm}^2)$	/	6HA8=3.02	6HA8=3.02	4HA8=2.01	/	/
$S_t(\text{m})$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_v^{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	12HA10 =9.42	4HA12+8HA10 =10.8	4HA12+8HA10 =10.8	4HA12+8HA10 =10.8	4HA12+8HA10 =10.8	4HA12+8HA10 =10.8
$S_t(\text{m})$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_H^{\text{calculée}}(\text{cm}^2)$	1.36	0.74	0.83	0.58	0.43	0.29
$A_H^{\min}(\text{cm}^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_H^{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau IV-21 : sollicitations et ferrailage des voiles V_{X1} et V_{X2}

	voiles V_{X3} et V_{X4}					
Niveau	RDC	Etage1	Etage 2	Etage 3-4-5	Etage 6-7	Etage 8-9
l(m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	3845.26	-106.77	200.91	348.13	143.14	15.96
M(KN.m)	2633.07	186.37	791.34	413.34	323.54	41.83
V(KN)	631.16	461.35	497.66	348.33	244.56	161.33
τ_u	1.80	1.32	1.42	0.99	0.50	0.46
$\bar{\tau}_u$	5	5	5	5	5	5
d(m)	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45	2.45
$A_{cal}(cm^2)$	0	3.26	5.77	0	1.53	0.22
$A_{min}(RPA)$	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
$I(m^4)$	0.2604	0.2604	0.2604	0.2604	0.2604	0.2604
$\sigma^{max}(Mpa)$	32	1.27	7.10	4.35	3.06	0.39
$\sigma^{min}(Mpa)$	-11.76	-1.83	-6.05	-2.52	-2.31	-0.31
$l_t(m)$	0.67	1.25	1.15	0.92	1.07	1.11
$l_c(m)$	1.16	0	0.2	0.66	0.36	0.28
$A_{min}^{tendue}(cm^2)$	2.68	5	4.6	3.68	4.28	4.44
$A_{min}^{courant}(cm^2)$	2.32	0	0.4	1.32	0.72	0.56
$A_{ZC}^{Adopté}(cm^2)$	4HA10=3.14	/	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_V^{adoptée}(cm^2)$	12HA10=9.42	12HA10=9.42	12HA10=9.42	12HA10=9.42	12HA10=9.42	12HA10=9.42
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_H^{calculée}(cm^2)$	2	1.47	1.57	1.10	0.55	0.24
$A_H^{min}(cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_H^{adoptée}(cm^2)$	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau IV-22 : sollicitations et ferrailage des voiles VX3 et VX4

Niveau	voile V _{Y1}					
	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3-4-5	Etage 6-7	Etage 8-9
l(m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	0.4325	167.35	257.73	127.64	8.32	-56.77
M(KN.m)	365.03	45.82	59.05	215.56	181.38	106.19
V(KN)	225.81	69.87	167.25	126.77	104.96	70.42
τ_u	1.019	0.315	0.75	0.57	0.47	0.318
$\bar{\tau}_u$	5	5	5	5	5	5
d(m)	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
$A_{cal}(cm^2)$	6	0	0.28	1.92	2.85	2.44
$A_{min}(RPA)(cm^2)$	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
$I(m^4)$	0.0682	0.0682	0.0682	0.0682	0.0682	0.0682
$\sigma^{max}(Mpa)$	4.27	1.06	6.93	2.92	1.27	1.067
$\sigma^{min}(Mpa)$	-4.27	-0.014	-3.29	-2.12	-1.22	-1.42
$l_t(m)$	0.8	0.02	0.51	0.67	0.78	0.68
$l_c(m)$	0	1.55	0.57	0.25	0.032	0.227
$A_{min}^{tendue}(cm^2)$	3.2	0.08	2.04	2.68	3.12	2.74
$A_{min}^{courant}(cm^2)$	0	3.1	1.138	0.506	0.064	0.454
$A_{ZC}^{Adopté}(cm^2)$	/	4HA10=3.14	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

$A_v^{adoptée} (cm^2)$	10HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_H^{calculée} (cm^2)$	1.13	0.35	0.83	0.63	0.52	0.355
$A_H^{min} (cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_H^{adoptée} (cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau IV-23 : sollicitations et ferrailage des voiles VY1

Niveau	Voile VY2					
	RDC	Etage1	Etage 2	Etage 3-4-5	Etage 6-7	Etage 8-9
l(m)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	3343.06	2415.83	1846.14	544.77	256.37	76.29
M(KN.m)	4943.57	2666.96	2553.29	1053.03	881.14	249.81
V(KN)	874.43	729.78	803.07	602.72	355.19	190.06
τ_u	1.72	1.43	1.58	1.18	0.7	0.37
$\bar{\tau}_u$	5	5	5	5	5	5
d(m)	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55	3.55
$A_{cal}(cm^2)$	4.08	0	0	0.82	3.09	0.8
$A_{min}(RPA) (cm^2)$	10.8	10.8	10.8	10.8	10.8	10.8
$I(m^4)$	0.7776	0.7776	0.7776	0.7776	0.7776	0.7776
$\sigma^{max} (Mpa)$	16.10	3.65	8.47	3.19	2.39	0.68
$\sigma^{min} (Mpa)$	-6.78	-3.06	-3.34	-1.68	-1.68	-0.47
$l_t(m)$	1.06	1.64	1.02	1.24	1.48	1.46
$l_c(m)$	1.46	0.32	1.56	1.11	0.62	0.66
$A_{min}^{tendue} (cm^2)$	4.24	6.56	4.07	4.96	5.92	5.84
$A_{min}^{courant} (cm^2)$	2.92	0.63	3.12	2.22	1.24	1.32
$A_{ZC}^{Adopté} (cm^2)$	4HA10=3.14	4HA8=2.01	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_v^{adoptée} (cm^2)$	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_H^{calculée} (cm^2)$	1.91	1.58	1.75	1.31	0.77	0.41
$A_H^{min} (cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_H^{adoptée} (cm^2)$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau IV-24 : sollicitations et ferrailage des voiles VY2

Niveau	voile VY3					
	RDC	Etage1	Etage 2	Etage 3-4-5	Etage 6-7	Etage 8-9
l(m)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	-450.57	1128.31	556.69	192.07	-31.57	-92.49
M(KN.m)	397.14	532.08	770.49	523.46	381.40	273.75
V(KN)	495.68	408.85	432.64	330.82	177.49	86.46
τ_u	1.26	1.04	1.10	0.84	0.45	0.22
$\bar{\tau}_u$	5	5	5	5	5	5
d(m)	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75
$A_{cal}(cm^2)$	9.35	4.08	0.32	2.42	3.89	3.67
$A_{min}(RPA) (cm^2)$	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4

$I(m^4)$	0.3658	0.3658	0.3658	0.3658	0.3658	0.3658
$\sigma^{\max}(Mpa)$	2.11	10.77	7.43	4.85	3.09	2.03
$\sigma^{\min}(Mpa)$	-4.49	7.79	-4.93	-3.84	-3.25	-2.52
$l_t(m)$	1.4	1.17	1.11	1.24	1.4	1.4
$l_c(m)$	0	0.46	0.58	0.32	0	0
$A_{\min}^{tendue}(cm^2)$	5.60	4.68	4.44	4.96	5.6	5.6
$A_{\min}^{courant}(cm^2)$	0	0.92	1.16	0.64	0	0
$A_{ZC}^{Adopté}(cm^2)$	/	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	/	/
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_v^{adoptée}(cm^2)$	12HA10 =9.42	12HA10 =9.42	12HA10 =9.42	12HA10 =9.42	12HA10 =9.42	12HA10 =9.42
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_H^{calculée}(cm^2)$	1.4	1.15	1.22	0.93	0.5	0.24
$A_H^{\min}(cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_H^{adoptée}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau IV-25 : sollicitations et ferrailage des voiles VY3

Niveau	voile VY4					
	RDC	Etage1	Etage 2	Etage 3-4-5	Etage 6-7	Etage 8-9
l(m)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N(KN)	-697.95	-162.42	1029.82	118.19	81.65	-90.01
M(KN.m)	461.96	160.54	598.11	264.59	230.82	156.12
V(KN)	266.63	195.19	234.52	175.83	119.12	79.01
τ_u	1.07	0.78	0.93	0.70	0.47	0.32
$\bar{\tau}_u$	5	5	5	5	5	5
d(m)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
$A_{cal}(cm^2)$	15.58	4.38	8.76	2.34	2.30	3.39
$A_{\min}(RPA)(cm^2)$	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
$I(m^4)$	0.0972	0.0972	0.0972	0.0972	0.0972	0.0972
$\sigma^{\max}(Mpa)$	6.21	1.03	8.39	2.77	2.36	1.19
$\sigma^{\min}(Mpa)$	-2.33	-1.93	-2.67	-2.12	-1.90	-1.69
$l_t(m)$	0.49	0.90	0.43	0.78	0.80	0.90
$l_c(m)$	0.82	0	0.93	0.23	0.19	0
$A_{\min}^{tendue}(cm^2)$	1.96	3.6	1.72	3.12	3.2	3.6
$A_{\min}^{courant}(cm^2)$	1.63	0	1.86	0.46	0.76	0
$A_{ZC}^{Adopté}(cm^2)$	4HA8=2.01	/	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	/
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_v^{adoptée}(cm^2)$	14HA12 =15.83	10HA10 =7.85	12HA10 =9.42	10HA10 =7.85	10HA10 =7.85	10HA10 =7.85
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_H^{calculée}(cm^2)$	1.18	0.86	1.03	0.77	0.53	0.35
$A_H^{\min}(cm^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_H^{adoptée}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau IV-26 : sollicitations et ferrailage des voiles VY4

Chapitre V

Etude des fondations

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (fondation profonde)

V.1.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✚ La capacité portante du sol.
- ✚ Les Charges transmises au sol.
- ✚ La distance entre axes des poteaux.
- ✚ La profondeur du bon sol.

V.2.Combinaisons d'actions à considérer

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- | | | | | | |
|---|----------------------|---------------------------------|---|--------------|----------------------|
| ✓ | $G + Q \pm E$ | | ✓ | $G+Q$ | |
| ✓ | $0.8 \times G \pm E$ | RPA99 (Article 10.1.4.1) | ✓ | $1.35G+1.5Q$ | DTR BC 2.33.1 |

V.3. Etude du radier

On va opter pour un radier général comme type de fondation, vu la faible portance du sol d'assise $\overline{\sigma_s} = 1.38 \text{ MPA}$, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✚ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✚ La réduction des tassements différentiels.
- ✚ La facilité d'exécution.

V.3.1.Pré dimensionnement

a)Condition de coffrage Pour les nervures

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} \dots\dots\dots(1) ; \text{ avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{\max} = 645 \text{ cm}$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 0.645 \text{ cm}$

Pour la dalle : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = 32.25$ On opte pour une hauteur $h_r = 35 \text{ cm}$

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots\dots\dots(1)$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; l_e \text{ est la longueur élastique.} \dots\dots\dots(2)$$

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} ; \text{ Dans notre cas on a un sol moyen donc } K=0.5\text{Kg/cm}^3.$$

$$E=3.216 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; \text{ Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6.3^4 \times 0.5}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t \geq 0.51 \text{ m}$$

entre les deux conditions On opte pour une hauteur $h_t = 65 \text{ cm}$

c) La surface du radier

L'effort N représente le poids total de la superstructure ainsi que le poids propre du radier et des nervure, soit $N=59819.48 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{59819.48}{138} = 433.47 \text{ m}^2$$

Or la surface du bâtiment est $S_{bat}=378.15 \text{ m}^2$.

$S_{rad} > S_{bat} \rightarrow$ le débord est nécessaire

V.3.2 Les vérifications nécessaires

a) Vérification du poinçonnement :

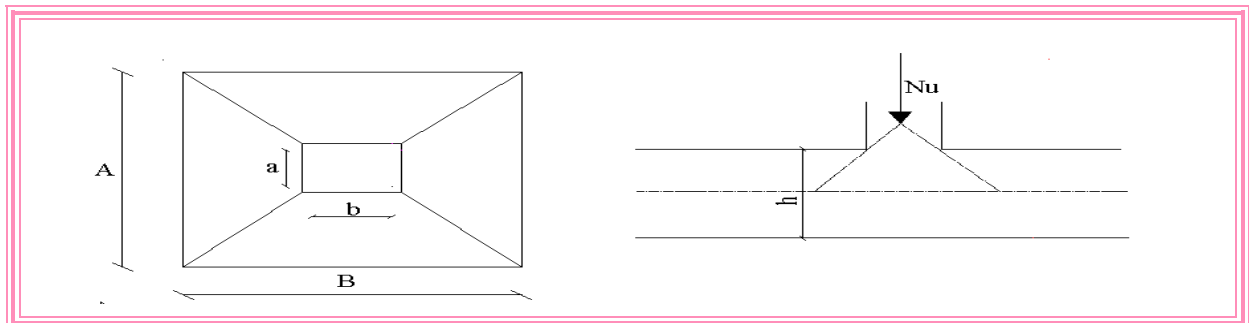


Fig.V.1. Zone de contact du poteau

$$\text{Il faut vérifier que : } N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{CBA93 article A.5.2.4.2})$$

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ; $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.75 + 0.65 = 1.4m \\ B = 0.75 + 0.65 = 1.4m \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $U_c = 5.6 \text{ m}$ ce qui donne :

$$N_u = 4.116 \text{ MN.m} < 0.045 \times 5.6 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2.73 \text{ MN.m} \dots\dots \text{NO.verifiée}$$

On constate que ya un risque de poinçonnement , donc on doit augmenter la hauteur totale de la section, après plusieurs itérations on opte pour $h_t = 0.9m$

$$\text{on aura donc} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.75 + 0.9 = 1.65m \\ B = 0.75 + 0.9 = 1.65m \end{cases} \Leftrightarrow v_c = 6.6m$$

$$N_d = 4.116 \text{ MN} < 4.455 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{pas de risque de poinçonnement}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol DTR BC 2.3.3.1 (Art.3.541 a)

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

$$\text{A partir du programme Autocad on trouve : } \begin{cases} X_g = 10.14m.; I_{xx} = 10743.1490m^4 \\ Y_g = 8.845m.; I_{yy} = 13971.5521m^4 \\ S_{rad} = 433.47m^2 \end{cases}$$

• Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times Y_g$$

L'effort N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue l'ELS.

$$N = 59819.48 \text{ KN et } M_x = 40696.0067 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.171 \text{ MPA} ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.104 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.171 + 0.104}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.154 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} \succ \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

• Dans le sens y-y

$$M_y = 29379.632 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.159 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.116 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.159 + 0.116}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.148 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} \succ \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

La contrainte n'est pas vérifiée dans les deux sens d'où il est judicieux d'augmenter la surface du radier

Le débord D doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow \text{on opte pour un débord } D=130\text{cm}$$

Le débord est représenté au dessous :

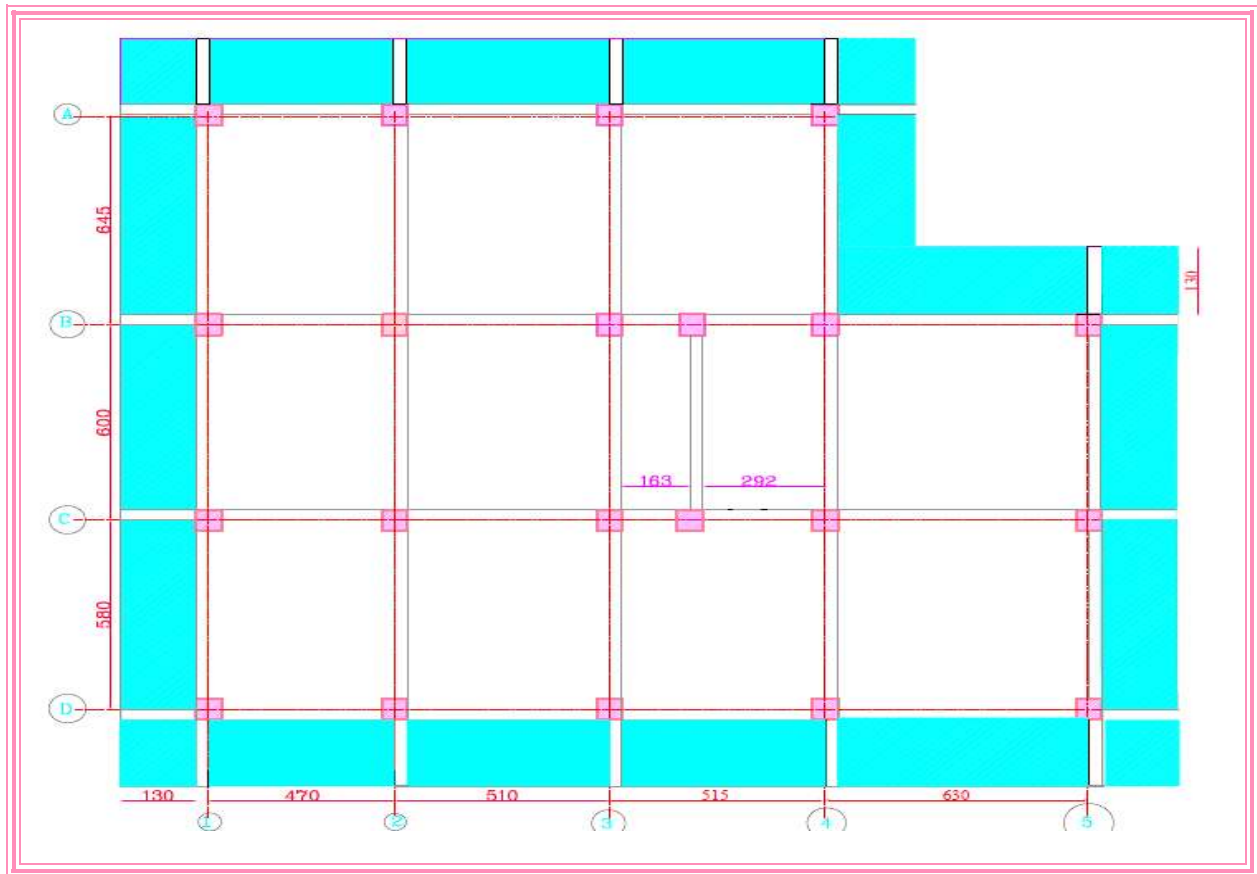


Fig.V.2. schéma représentatif du débord du radier

-Les caractéristiques géométriques du radier deviennent :

$$\begin{cases} X_g = 11.6112\text{m}; I_{xx} = 16268.2383\text{m}^4 \\ Y_g = 9.8547\text{m}; I_{yy} = 22514.4675\text{m}^4 \\ S_{rad} = 477\text{m}^2 \end{cases}$$

Après le calcul on trouve les résultats suivants :

- Dans le sens xx

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.150 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.100 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.150 + 0.100}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.1375 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Dans le sens y-y

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 0.140 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 0.110 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.1424 + 0.08}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.132 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

On constate que les contraintes moyennes sous le radier sont vérifiées selon les deux sens après augmentation de la surface du radier avec un débord de 130 cm (après plusieurs itérations qui ne satisfait pas la vérification des contraintes on opte pour D=130cm).

c) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA 99/version 2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{40.696}{59.819} \Rightarrow e = 0.680 \text{ m} < 5.56 \text{ m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{29.379}{59.819} \Rightarrow e = 0.49 \text{ m} < 5.36 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

d) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 S_{rad}} = \frac{79.2481 \times 6.45}{2 \times 517.36} = 493.9 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{493.9 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.20 \text{ m}$$

e) Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 3.06 \text{ m}$)

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 477 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 59819.48 \text{ KN} \geq 1.5 \times 3.06 \times 477 \times 10 = 21894.3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

V.3.3 La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que

La fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on

Adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 5.10 - 0.75 = 4.35 \text{ m}$; $l_y = 6.45 - 0.75 = 5.7 \text{ m}$

Calcul des sollicitations

A L'ELU:

✓ Calcul du poids propre du radier :

$$p_{rad} = h_{rad} \times s_{rad} \times \gamma_b = 0.35 \times 477 \times 25 = 4173.75 \text{ KN}$$

✓ Calcul du poids de la nervure :

$$p_{ner} = b_{pot} \times (h_t - h_{rad}) \times \gamma_b \times L_{ner} = 0.75 \times (0.9 - 0.35) \times 25 \times 169.125 = 1744.10 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_U = N_u^{cal} + 1.35(P_{rad} + P_{ner}) = 74195.259 + 1.35(4173.75 + 1744.10) = 82184.35 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } Q_u = \frac{82184.35}{477} = 172.29 \text{ KN / m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.35}{5.7} = 0.76 > 0.4 \implies \text{a dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\text{D'où : } \rho = 0.76 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \leftrightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 168.48 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 88.86 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -99.105 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant (1×0.35):

Localisation		M _t (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	168.48	17.38	6HA20=18.85	16,5
	y-y	88.86	8.83	8HA12=9.05	12.5
Appui		-99.105	9.90	7HA14=10.78	14.2

Tableau. 1. Ferrailage du radier

• Condition de non fragilité

On a:

$$\begin{cases} \rho = 0.76 > 0.4 \\ e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.76}{2}\right) \times 0.35 \times 1 = 3.136 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.35 = 2.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{en appuis : } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

On a:

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{172.29 \times 4.35}{2} \times \frac{(5.7)^4}{(4.35)^4 + (5.7)^4} \Rightarrow V_x = 279.81 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{175.63 \times 5.7}{2} \times \frac{(4.35)^4}{(4.35)^4 + (5.7)^4} \Rightarrow V_y = 124.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{279.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 0.93 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS

$$\text{Donc : } N_s = N_s^{cal} + (P_{rad} + P_{ner}) = 54766.57 + (4173.75 + 1744.10) = 60684.42 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } q_s = \frac{60684.42}{477} = 127.22 \text{ kn/m}^2$$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{tx} = 137.50 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 106.44 \text{ KN.m} \\ M_a = -80.88 \text{ KN.M} \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	137.50	10.50	146103.19	9.88 < 15	vérifiée	275.26 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	106.44	7.77	82720.55	10 < 15	vérifiée	429.08 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-80.88	8.36	95198.31	7.11 < 15	vérifiée	275.72 > 201.63	N.vérifiée

Tableau. V.2. Vérification des contraintes du radier à l'ELS.

❖ La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	$\beta \times 10^{-3}$	α	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	137.50	0.008	0.458	26.82	9HA20=28.63	11
	y-y	106.44	0.006	0.403	20.32	7HA20=21.99	14.2
Appui		-80.88	0.004	0.351	15.14	8HA16=16.08	12.5

Tableau V.3: Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	137.50	12.32	196570.48	8.62 < 15	vérifiée	185.48 > 201.63	vérifiée
	y-y	106.44	11.15	163409.65	7.26 < 15	vérifiée	184.16 > 201.63	vérifiée
Appui		-80.88	9.86	129788.28	6.14 < 15	vérifiée	188.28 > 201.63	vérifiée

Tableau V.4. vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage

❖ **Vérification des espacements :** $s_t \leq \min(2.5h_r; 25cm) = 25cm$

Rq : Le schéma de ferrailage sera exposé dans l'annexe n°

V.3.4. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumise à la flexion simple ($\rho < 0.4$).

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 172.29 \times \frac{1.3^2}{2} = 145.58 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = 127.22 \times \frac{1.3^2}{2} = 107.50 \text{ KN.m}$$

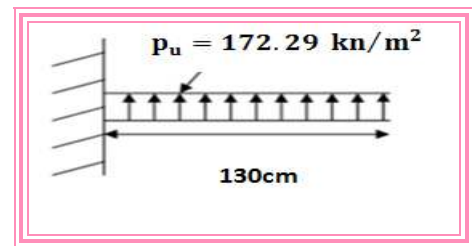


Figure V.4. Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant

q_u (KN/m ²)	M_u (KNm)	$A_{calcul}(c$ m ² /ml)	n° de barre	$A_{opt}(cm^2$ /ml)	M_s (KNm)	$A_{adopté}$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
161.39	145.58	14.85	6Ø14 + 6Ø12	16.03	107.50	5Ø12=5.65	8.17 < 15	15	250.99	201.63

Tableau V.5. Résumé des résultats du ferrailage

La contrainte de traction d'acier n'est pas vérifiée, donc on recalcule les armatures à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	$\beta \times 10^{-3}$	α	A_{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	S_t (cm)
Travée	107.50	0.006	0.405	20.54	7HA20=21.99	186 ≤ 201.63	14.5

Tableau V.6 vérification des contraintes de débord à l'ELS après augmentation du ferrailage

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 189.254 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.630 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

Rq : Le schéma de ferrailage sera exposé dans l'annexe n° 10

V .4.Etude des nervures

Les nervures sont des poutres en sections Té renversé servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures comme indiqué sur la figure

V .4.1 Les sollicitations sur les nervures :

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 charges appliquées sur elle sont déduites des panneaux par la méthode des lignes de rupture comme indiquée sur la figure suivante

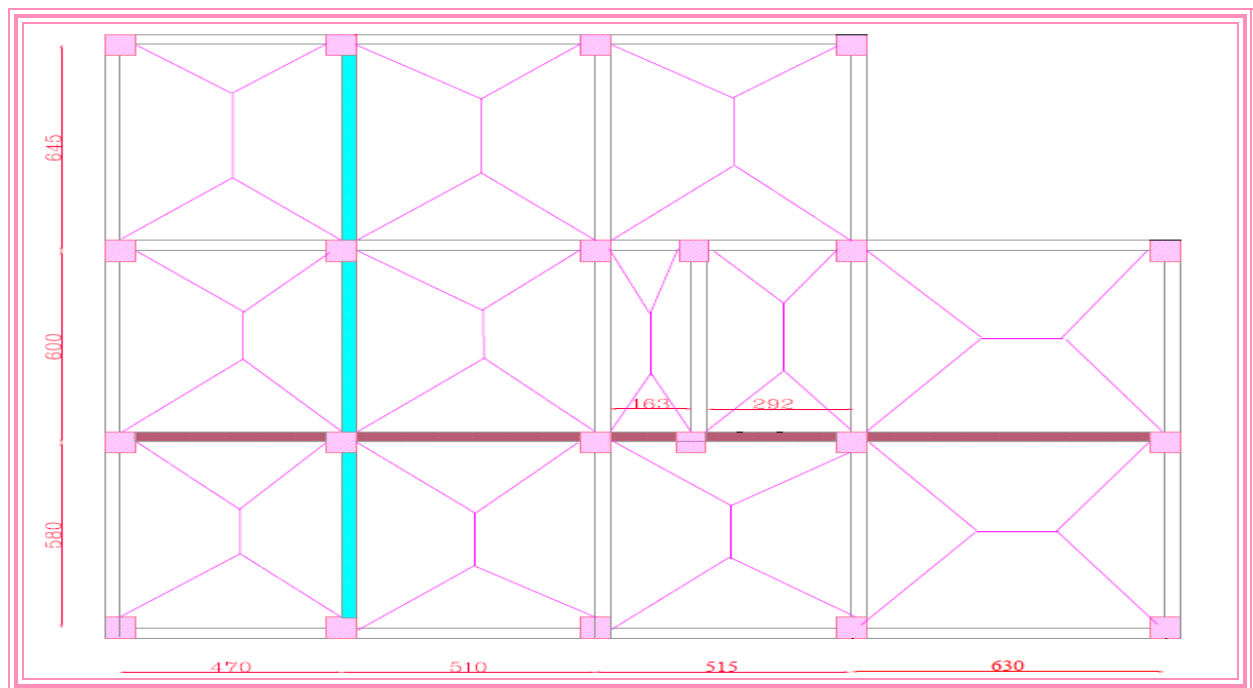


Fig.V.5. schéma des lignes de ruptures

On a $\rho = 0.76 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

On a : Des charges triangulaires sur les nervures // à la petite portée du panneau

Des charges trapézoïdales sur les nervures // à la grande portée du panneau

- **Charge triangulaire :**

$$P_M = P_V = \frac{q_u \times \sum l_{x_i}^2}{2 \times \sum l_{x_i}}$$
 Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P_M = \frac{q_U}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right]$$

$$P_V = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$$

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} \text{ et } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

Les nervures les plus défavorables sont montrées sur les figures ci-dessous

➤ Sens X-X :

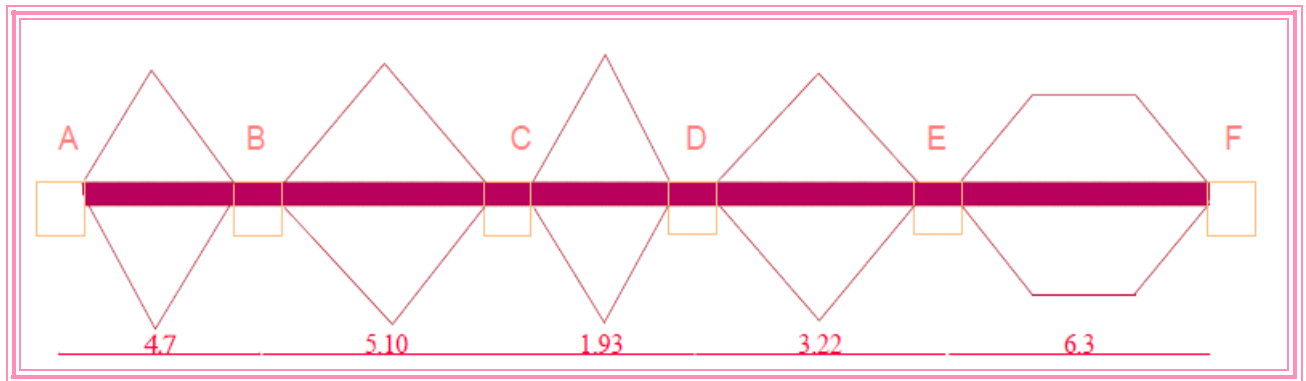


Fig.V.6. schéma de la nervure la plus sollicitée selon X-X

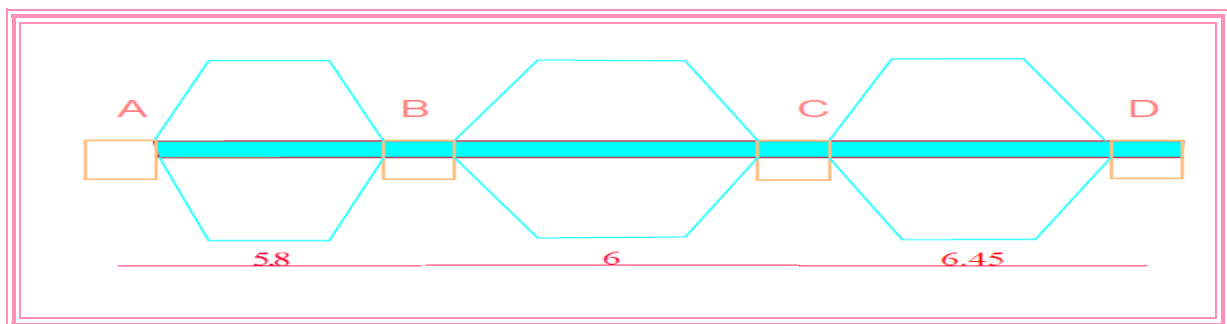


Fig.V.7 schéma de la nervure la plus sollicitée selon y-y

❖ Calcul du chargement :

$$\begin{cases} N_u' = N_u - p_{ner} = 82184.35 - 1.35 \times 1744.10 = 79829.29 \text{ KN} ; p_u = 167.35 \text{ KN / m} \\ N_s' = N_s - p_{ner} = 60684.42 - 1744.10 = 58940.32 \text{ KN} ; p_s = 123.56 \text{ KN / m} \end{cases}$$

❖ Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot :

Dans le calcul des sollicitations on doit rajouter le poids des nervures :

$$p_{ner}^U = 1.35 \times b_{pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.75 \times 0.55 \times 25 = 13.92 \text{ kn/m}$$

$$p_{ner}^S = b_{pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.75 \times 0.55 \times 25 = 10.31 \text{ kn/m}$$

Remarque : les valeurs de q_m (calcul du chargement) sont déjà calculer, et donner dans ce tableau après l'ajout du poids de la nervure.

❖ Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant pour le sens X-X :

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
			M_g	M_d		
A-B	4.7	538.27	0	-1599.12	1.72	794.27
B-C	5.1	589.90	-1599.12	-1366.49	2.63	414.13
C-D	1.93	195.76	-1366.49	-322.76	4.09	267.63
D-E	3.22	373.15	-322.76	-2386.12	-0.11	-320.62
E-F	6.3	722.37	-2386.12	0	2.93	721.26

Tableau V.7. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
			M_g	M_d		
A-B	4.7	397.46	0	-1180.77	1.72	586.50
B-C	5.1	430.40	-1180.77	-1009	2.63	305.77
C-D	1.93	144.77	-1009	-238.36	4.09	196.42
D-E	3.22	275.54	-238.36	-1764.85	-0.11	-236.67
E-F	6.3	534.35	-1764.85	0	2.93	533.64

Tableau V.8. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS

❖ Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant pour le sens Y-Y :

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
			M_g	M_d		
A-B	5.8	648.96	0	-2693.52	2.18	1548.28
B-C	6	664.54	-2693.52	-3104.33	2.9	95.03
C-D	6.45	689.34	-3104.33	0	3.16	346.93

Tableau VI.9 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y à l'ELU

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
			M_g	M_d		
A-B	5.8	579.18	0	-1988.84	2.18	1143.22
B-C	6	490.68	-1988.84	-2292.15	2.9	70.17
C-D	6.45	508.99	-2292.15	0	3.16	256.16

Tableau V.10 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y à l'ELS

V.4.2. Ferrailage :

Le Ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.9\text{m} ; h_0=0.35\text{m} ; b_0=0.75\text{m}$$

Sens X-X :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b \leq \min\left(\frac{5.05}{10}; \frac{5.55}{2}\right)$$

$$b \leq 1.79$$

$$\text{soit : } b = 1.7\text{m}$$

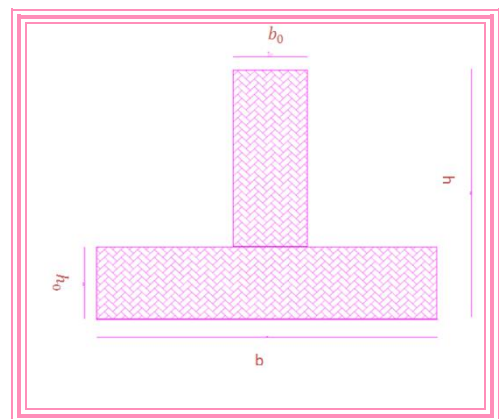


Fig.V.8. section à ferrailer

Sens Y-Y :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b \leq \min\left(\frac{5.7}{10}; \frac{3.95}{2}\right)$$

$$b \leq 1.89$$

$$\text{soit : } b = 1.8m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	794.27	27.49	17.44	6Ø20 + 6Ø14 = 28.09
	Appui	-2386.12	87.10	17.44	8Ø32 + 8Ø25 = 87.52
Y-Y	Travée	1548.28	54.74	18.47	6Ø25 + 10Ø20 = 60.87
	Appui	-3104.33	115.66	18.47	16Ø32 = 128.68

Tableau V.11 Résumé des résultats de ferrailage des nervures

V.4.3. Armatures de peau

D'après le CBA (ARTA.7.3) on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissure, vue la hauteur de la section des nervures qui est importante

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.002 \times (75 \times 90) = 13.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_p = 4HA16 + 2HA20 = 14.32 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 2.95 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.92 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}.$$

➤ Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right) = \min(25.71; 75; 25) = 25 \text{ mm} \text{ Soit } \varphi_t = 10 \text{ mm}.$$

Soit 6HA10=4.71 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux du milieu

➤ Espacement des aciers transversaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \leq 40 \text{ cm} \\ s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 62.8 \text{ cm} \\ s_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{c28})} \leq 16.2 \end{array} \right.$$

On opte pour st=15 cm en travée, et st =10cm en zone nodale.

❖ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KNm})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
X-X	Travée	586.50	4.81	15	264.67	201.63
	Appui	-1764.85	9.41	15	268.06	201.63
Y-Y	Travée	1143.22	6.69	15	319.90	201.63
	Appui	-2292.15	10.35	15	241.04	201.63

Tableau V.12 Résumé des résultats de vérification des contraintes

La contrainte de traction d'acier n'est pas vérifiée, donc on recalcule les armatures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β $\times 10^{-3}$	α	A_{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	S_t (cm)
X-X	travée	586.50	2	0.256	37.41	8Ø25 = 39.27	191.52 ≤ 201.63	15
	appui	-1764.85	7	0.444	120.85	12Ø32 + 2Ø40 = 121.64	196.34 ≤ 201.63	10
Y-Y	travée	1143.22	4	0.347	75.43	6Ø32 + 6Ø25 = 77.71	193.85 ≤ 201.63	15
	appui	-2292.15	9	0.491	159.94	12Ø40 + 2Ø25 = 160.62	195.63 ≤ 201.63	10

Tableau V.13 Résumé des résultats de recalcule de ferrailage à l'ELS

V.4.4. schéma de ferrailage des nervures :

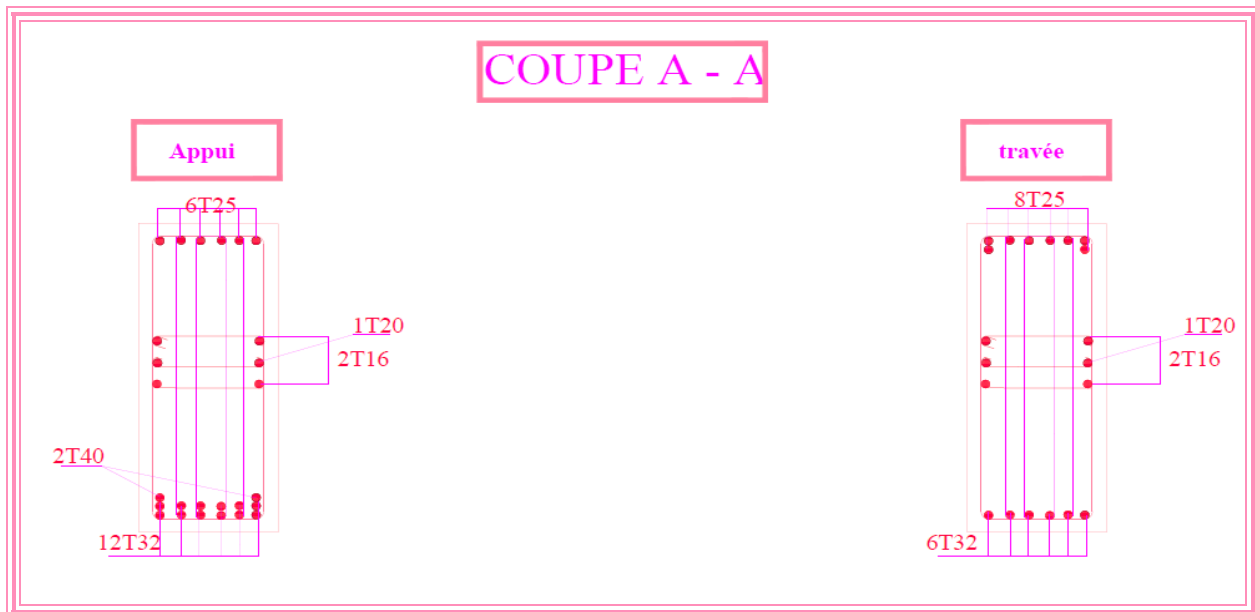


Fig.V.9 schéma de ferrailage de la nervure sens X-X

Le schéma de ferrailage du sens Y-Y sera exposé dans l'annexe N°10

V.5. Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003

$e \geq 15\text{cm}$; On prend $e = 20\text{cm}$

b) Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne : $\phi = 20^\circ$

La cohésion : $C = 0 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres humide: $\gamma_h = 18,5 \text{ KN/m}^3$

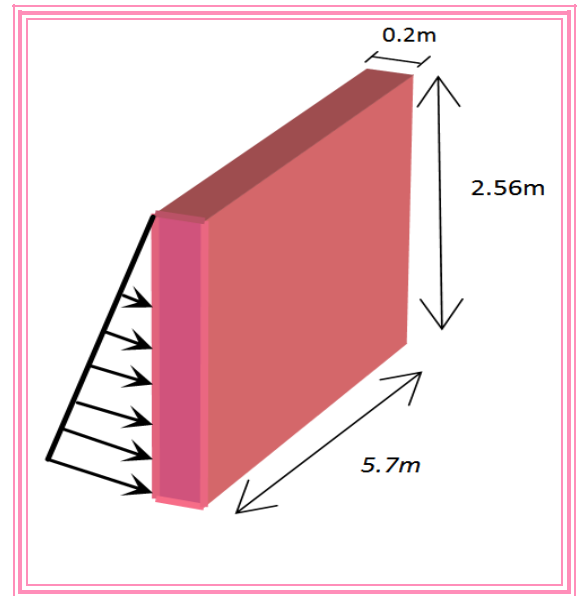


Fig.V.10. Poussée des terres sur les murs périphérique

a) Evaluation des charges et surcharges

• La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \times \left(\gamma_h \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow G = 19,8 \times 9,56 \times \left(\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16,54}{2} \right) \right) - 2 \times 0 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$G = 24,85 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) \Rightarrow Q = 4,9 \text{ KN/m}^2$$

b) Ferrailage du voile

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 4,9 \Rightarrow \sigma_{\min} = 7,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 28,85 + 1,5 \times 4,9 \Rightarrow \sigma_{\max} = 40,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 40,90 + 7,36}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 32,515 \text{ KN/m}^2 ; \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,56}{5,7} = 0,44 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle}$$

travaille dans les deux sens.

• A l'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1049 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases} ; P_u = 32,515 \text{ KN}$$

$$\text{-En travée } M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 22,35 \text{ KN.m} ; M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 18,99 \text{ KNm} ; M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 4,74 \text{ KNm}$$

-En appui $M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -11.17 \text{ KN.m}$

• À l'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{cases} ; P_s = 23.54 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 16.58 \text{ KN.m} ; M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.23 \text{ KN.m}$$

-En travée $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 14.09 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.44 \text{ KN.m}$

-En appui $M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -8.29 \text{ KN.m}$

❖ Le calcul du ferrailage est résumé dans ce tableau

Localisation		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	A_{min}	$A_{adoptée}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Sens-x	18.99	0,059	0.076	0,145	3.76	2	4T10=3.14
	Sens-y	4.74	0,0148	0,0186	0,149	0.914	2	4T12=3.14
En appui		-11.17	0,035	0,044	0,147	2.18	2	4T10=3.14

Tableau.VI.14. Tableau de ferrailage du voile périphérique

• Espacement des armatures :

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

Armatures // L_y : $St = 25\text{cm} \leq \min(2e, 33\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$e = 20\text{cm} \left. \begin{array}{l} \rho > 0.44 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow A_{min}^x = 2.048\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \\ A_{min}^y = \max(\rho_0 \times b \times e; \frac{A_t^x}{4}) \Rightarrow A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

• Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta - f_{c28}}) = 210.63\text{MPa} \quad (\text{F.T.N})$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	14.09	3.32	7645.32	6.12 < 15	vérifiée	392.88 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	4.44	3.32	7645.31	1.93 < 15	vérifiée	101.75 > 201.63	vérifiée
Appui		-8.29	3.32	7645.31	3.6 < 15	vérifiée	189.97 > 201.63	vérifiée

Tableau.15. résultats de calcul et vérification à l'ELS du voile périphérique

- ❖ La contrainte de traction n'est pas vérifiée en travée dans le sens x on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β 10 ⁻³	α	A _{cal}	A _{adop}	st
Travée	x-x	14.09	3.10	0.268	5.11	5Ø12 = 5.65	25

Tableau. V.16 résultats de calcul et vérification à l'ELS du voile périphérique
Vérifications des contraintes après augmentation de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Localisation		A _{adop}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	5.65	6.016 < 15	vérifiée	123.60 < 201.63	vérifiée

Tableau. V. 17 résultats de vérifications après augmentation du ferrailage

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 39.99 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{39.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} \Rightarrow \tau_u = 0.27 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_y = 3.62 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{3.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} \Rightarrow \tau_u = 0.024 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots C'est vérifiée$$

NB : Les schémas de ferrailage seront exposés dans l'annexe n° 10

Conclusion générale

Ce projet était l'occasion idéale d'exploitation de nos connaissances acquise durant notre parcours universitaire, et d'approfondir nos connaissances, non seulement dans les calculs théorique, ainsi que en outils informatique (logiciels ETABS, AUTOCAD ...)

D'autre part cette étude nous à permis d'arriver à certaines conclusion :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de génie civil, la bonne disposition de ces derniers influe sur le comportement dynamique de la structure face aux sollicitations dynamique, c'est pour cela il faut toujours choisir la bonne disposition des voiles en prenant compte l'aspect architectural et le bon comportement de la structure
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Les grandes travées d'une structure et la hauteur importante de quelque étages influe sur le comportement de la structure, elle nécessite une bonne disposition de voile et des sections un peut importante des éléments structuraux afin de minimiser ca souplesses et de régulariser son comportement.

Bibliographie

- **RPA 99 version 2003** : << Règles Parasismiques Algériennes >> ,Edition CGS, Version 2003.
- **BAEL91 modifié 99** ; Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **C.B.A93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition CGS, 1989).
- **BELAZOUGUI**, Calcul des ouvrages en béton armé.

Autres documents consultés :

Notes de cours et TD de module béton armé.

Mémoires de fin d'études.

Les sites web consultés :

www.scribd.com

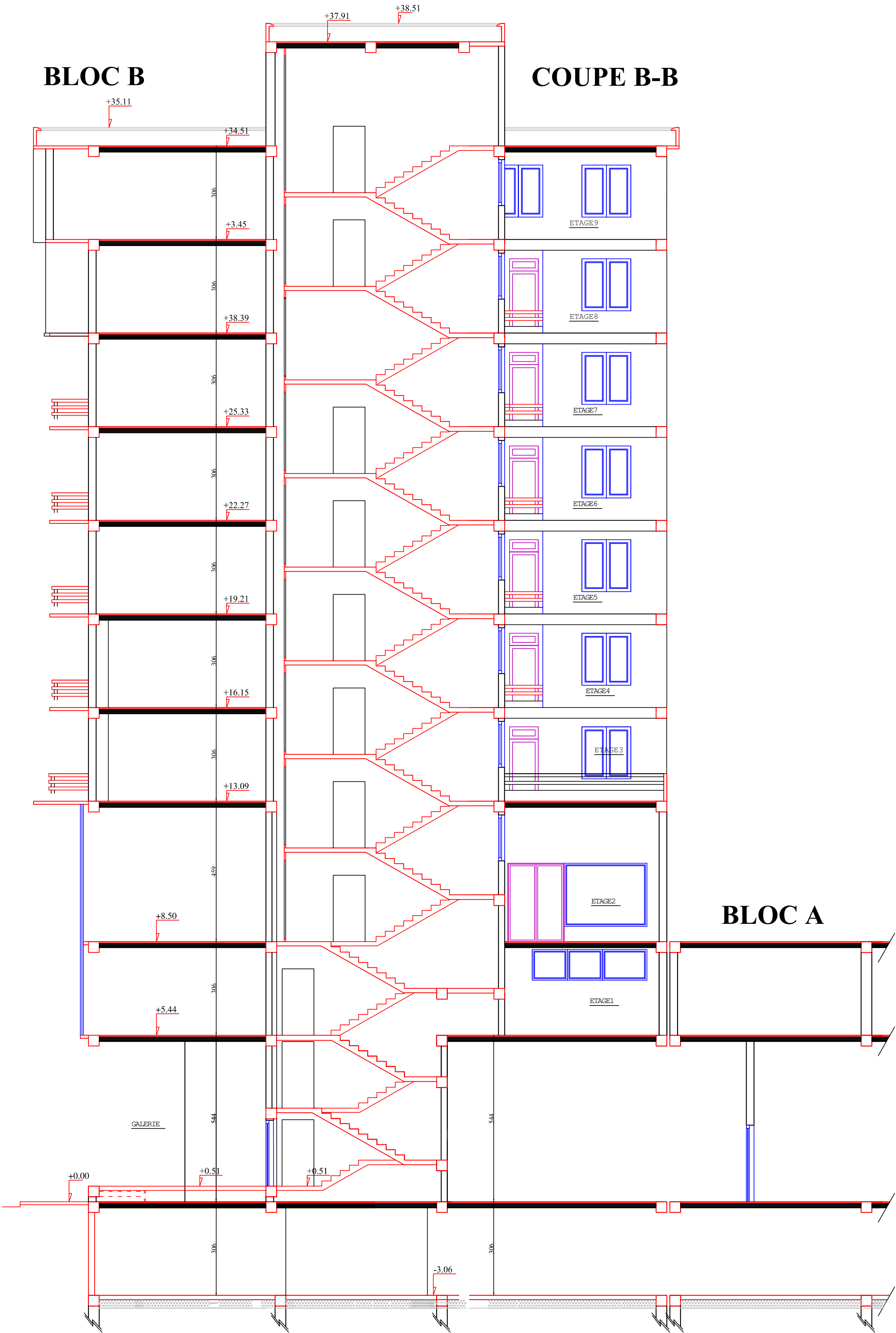
<https://www.technique-ingenieur.fr>

www.CivilMania.com

Annexes

Annexe : 01

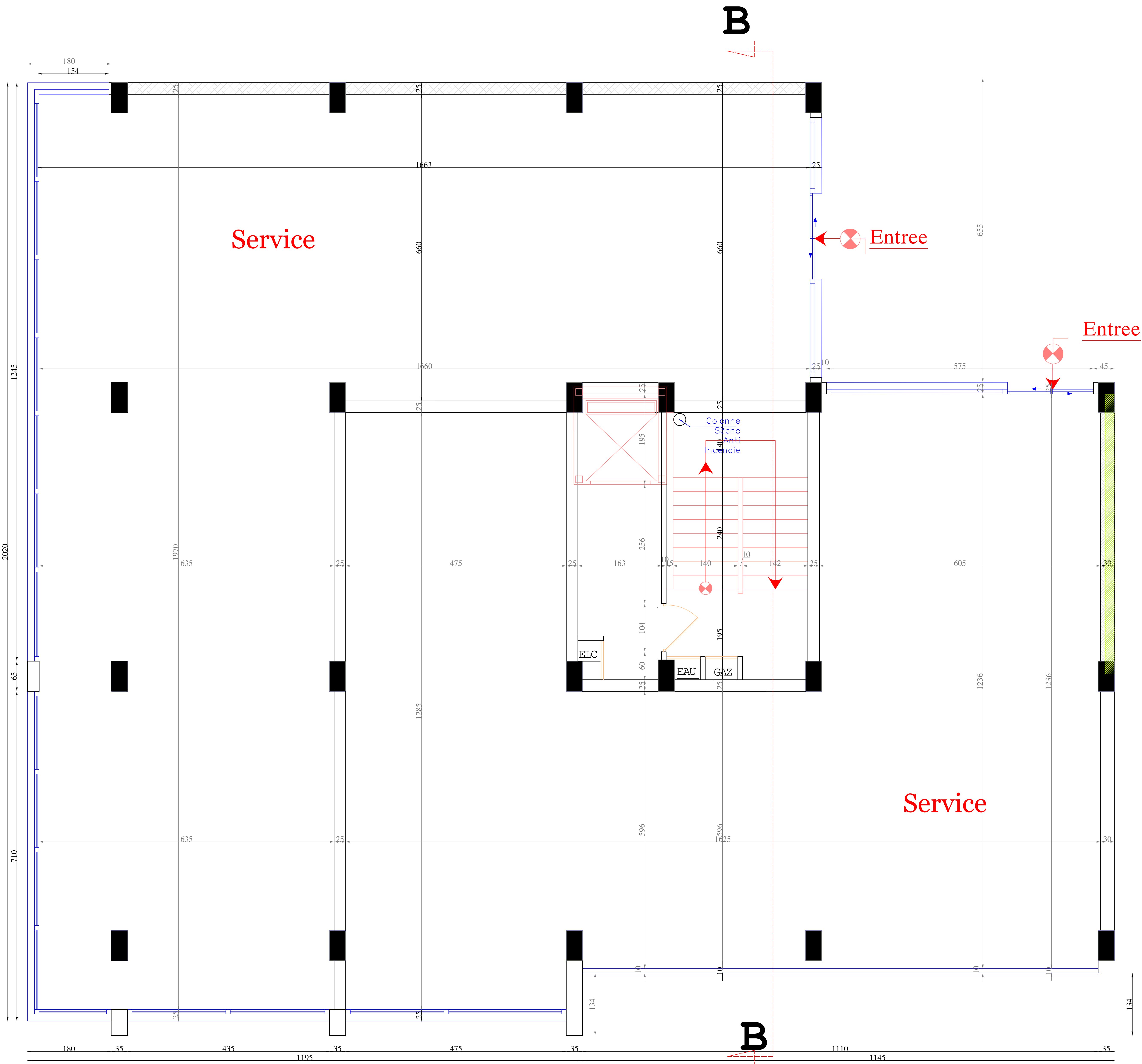
Plans Architectures



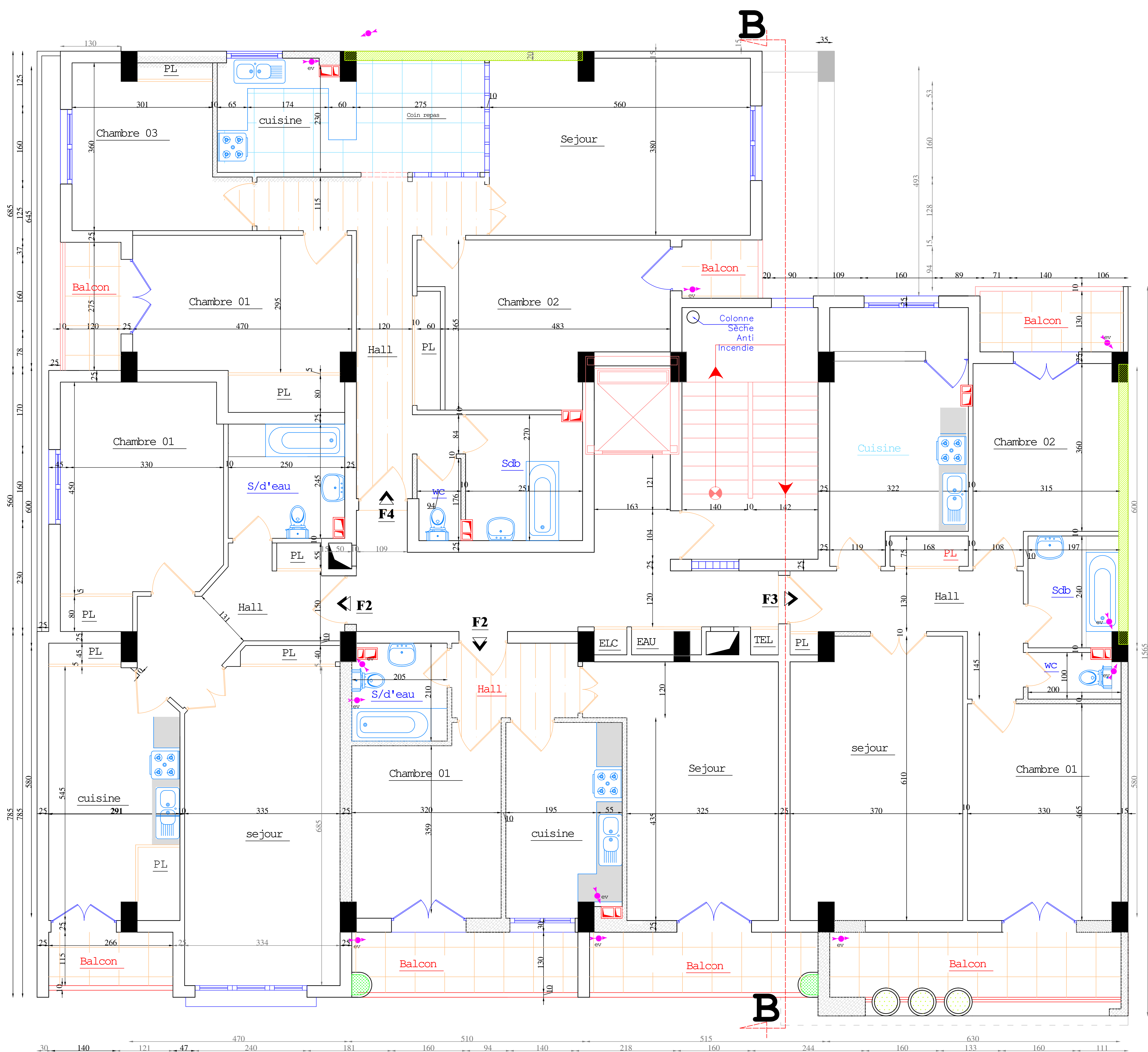
NB: la vue en plan des escaliers pour tous les étages seront exposé dans l'annexe n°02



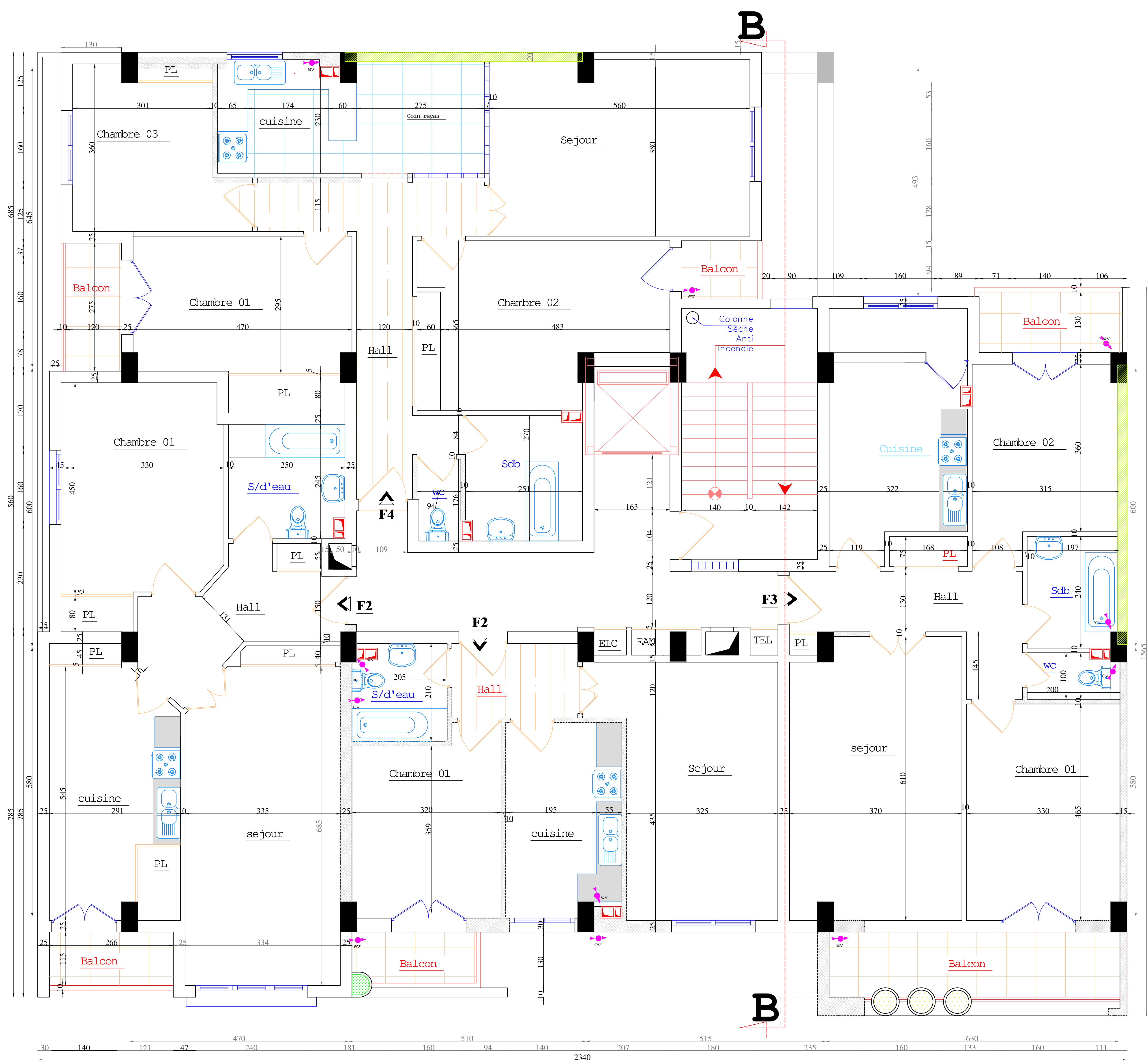
PLAN ETAGE 01et 02



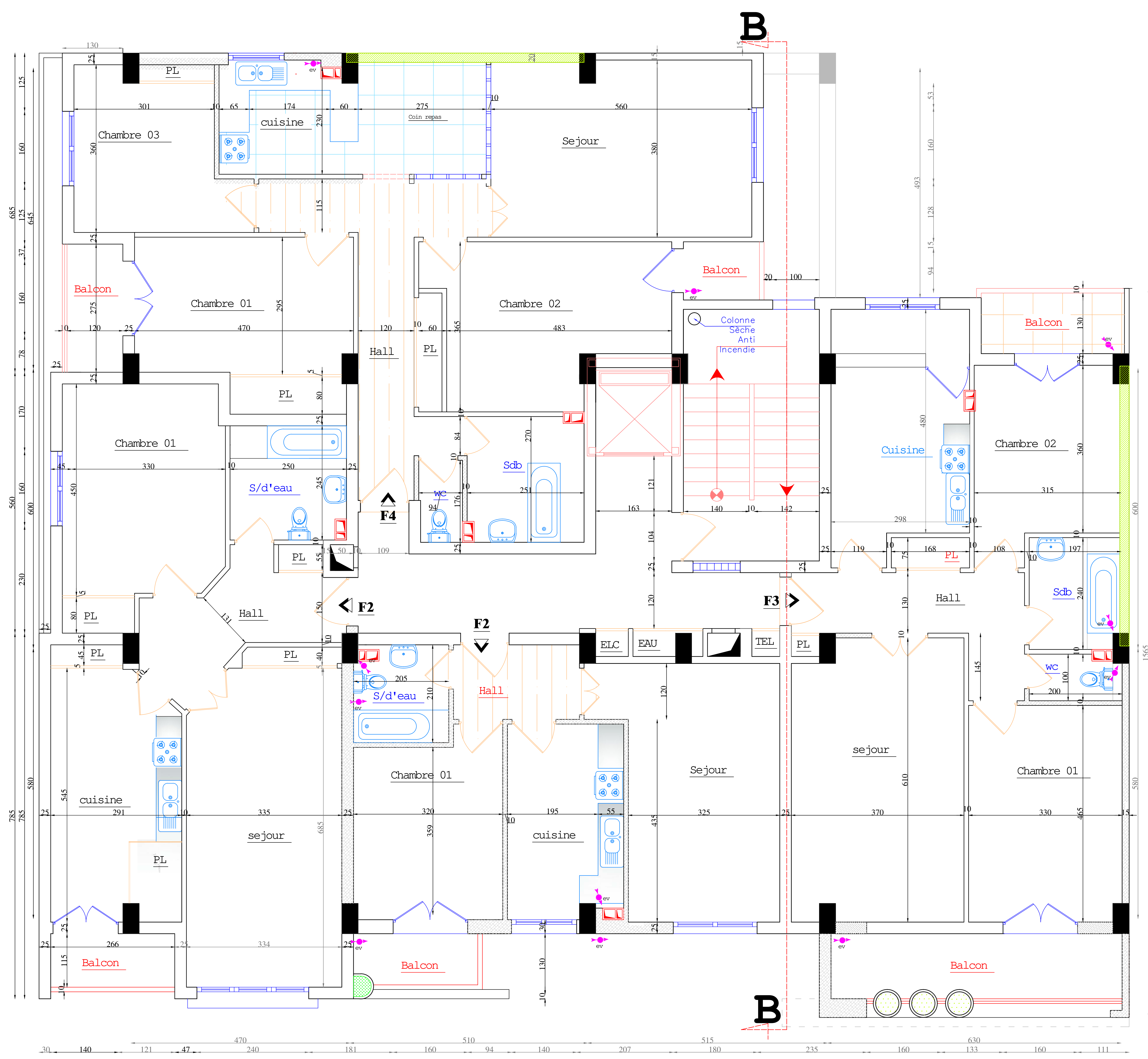
PLAN D'ETAGE 03



PLAN D'ETAGE 04 a 06



PLAN D'ETAGE 07 à 09

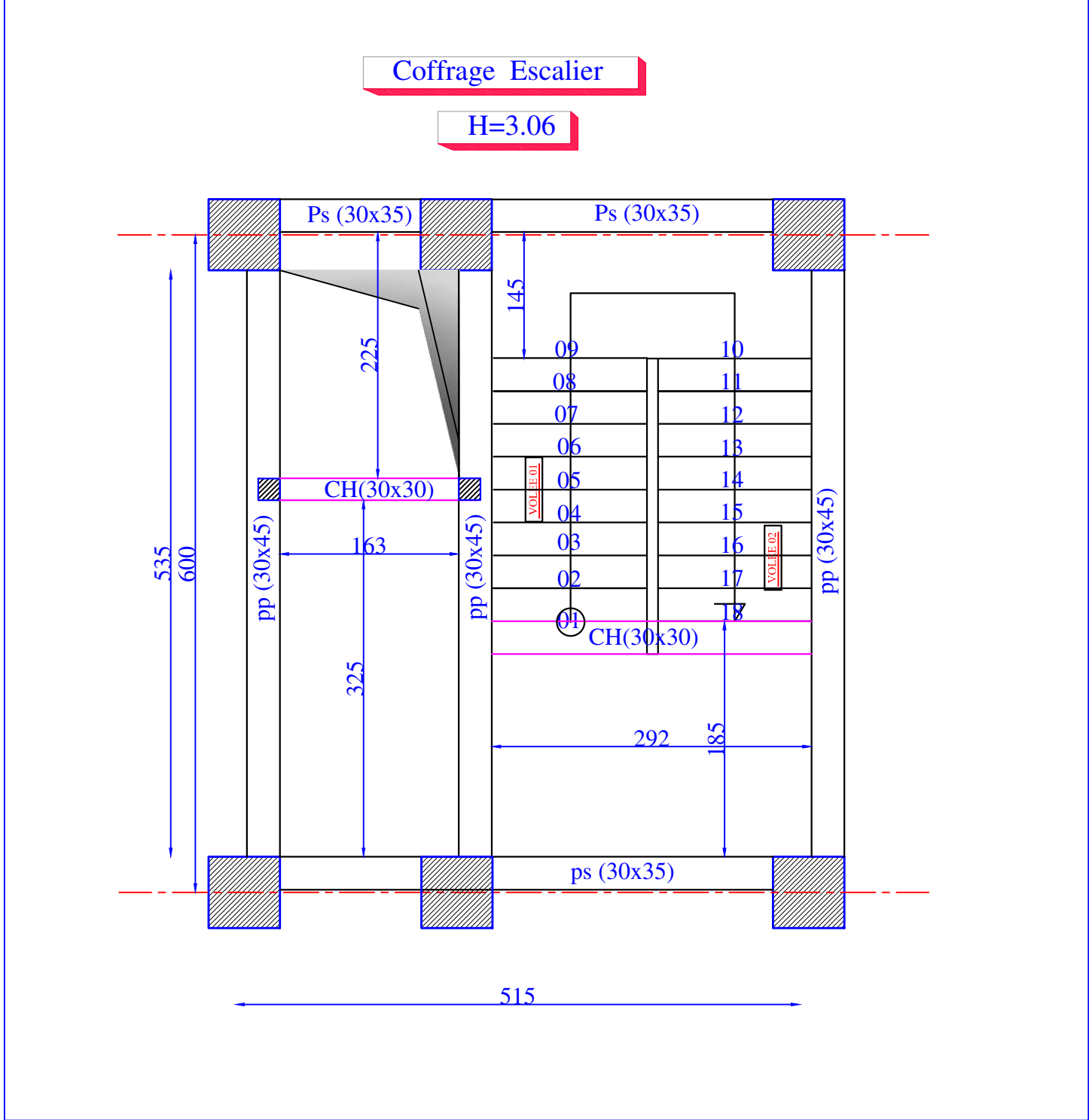
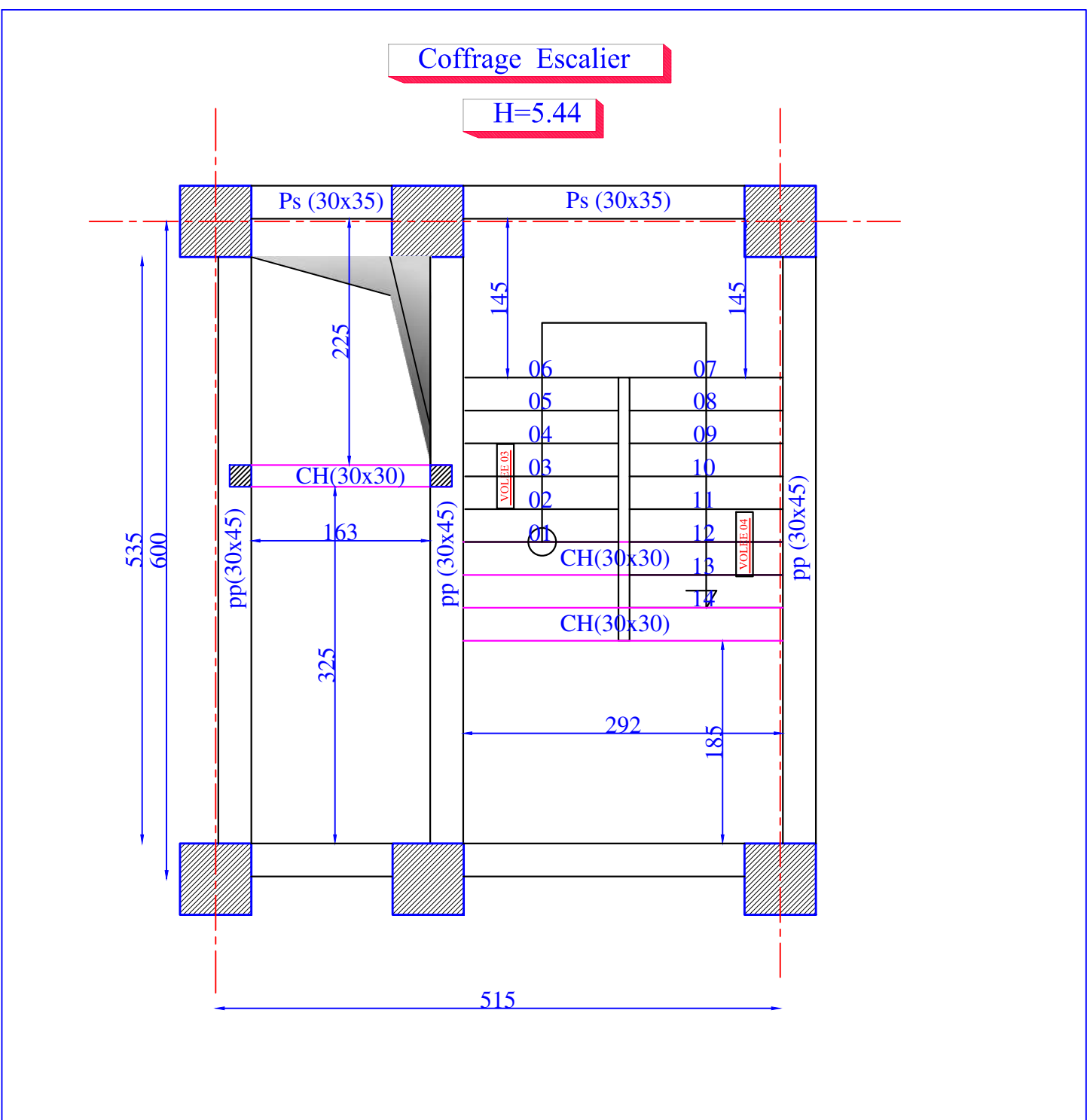
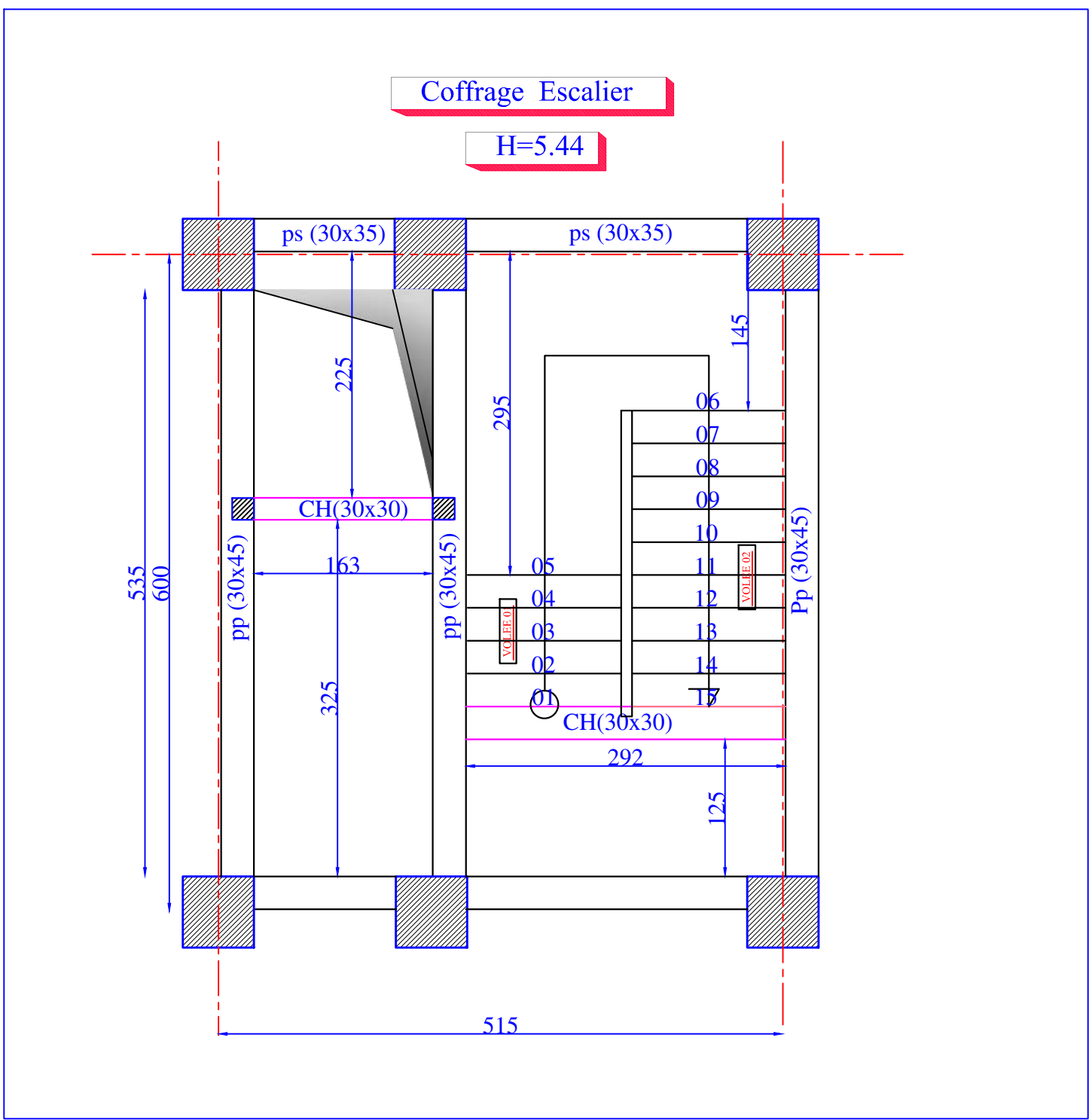


Annexe : 02

Vue en plan de la cage
d'escalier

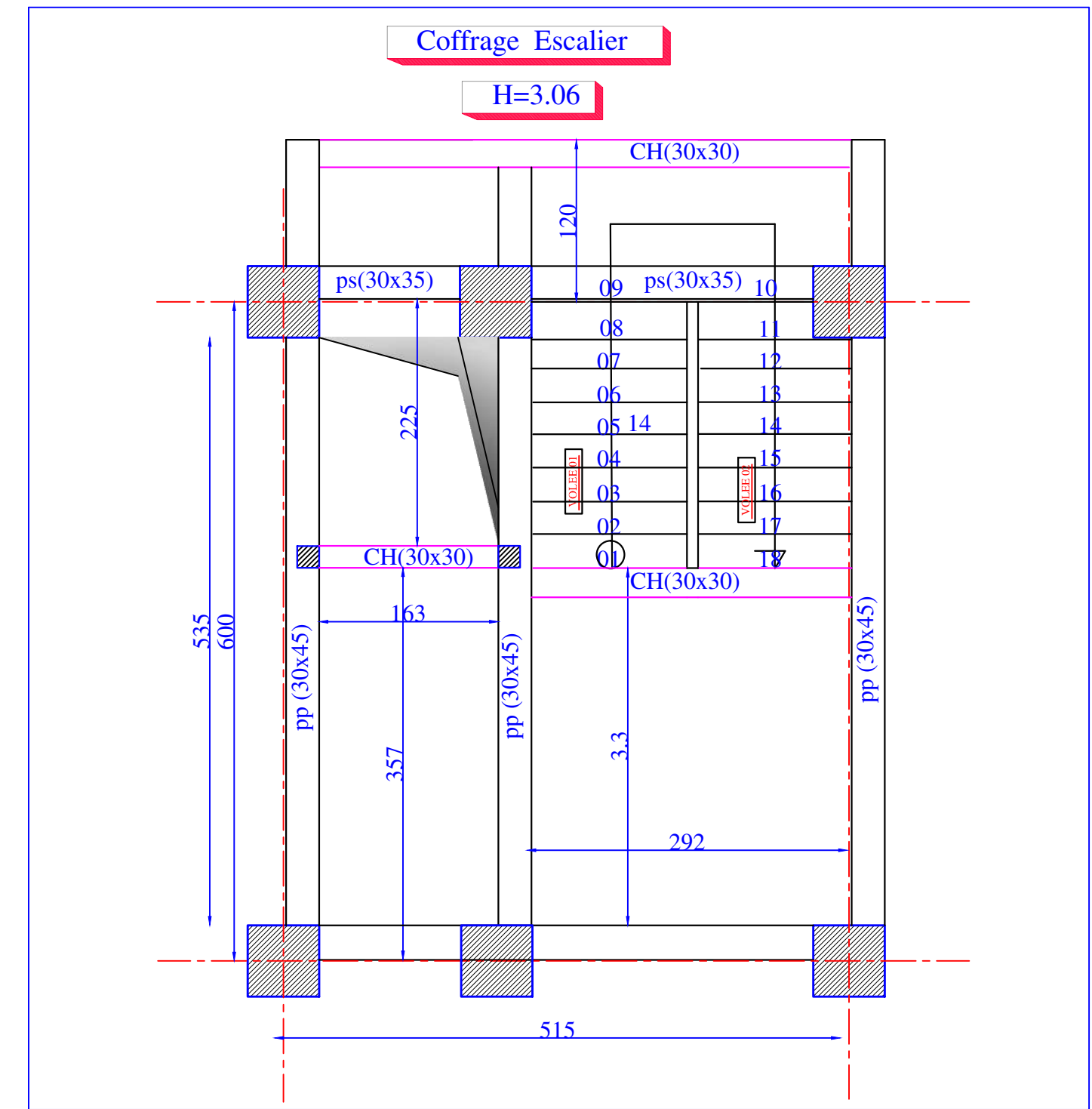
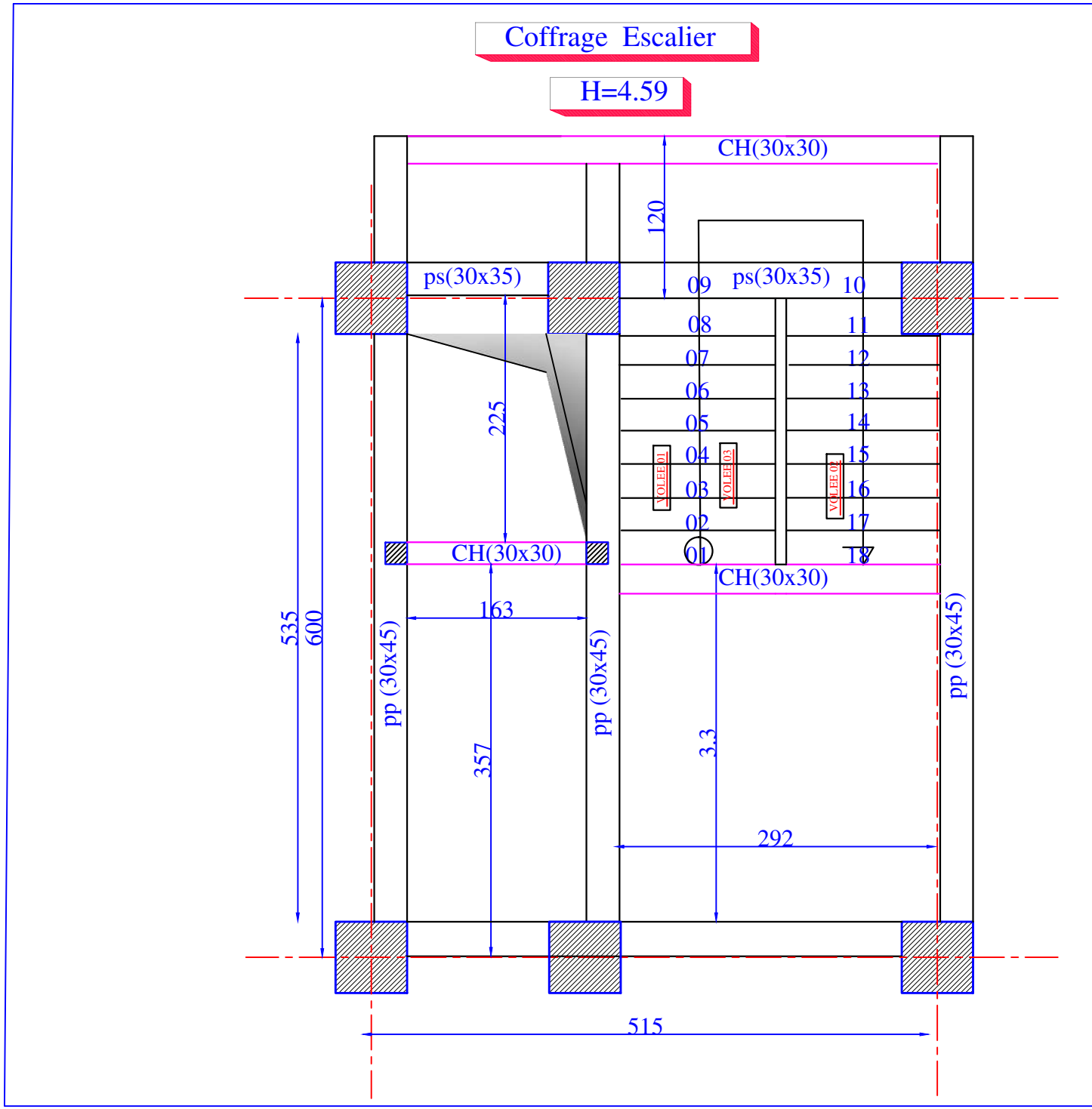
Rez de chaussé

étage 1



étage 2

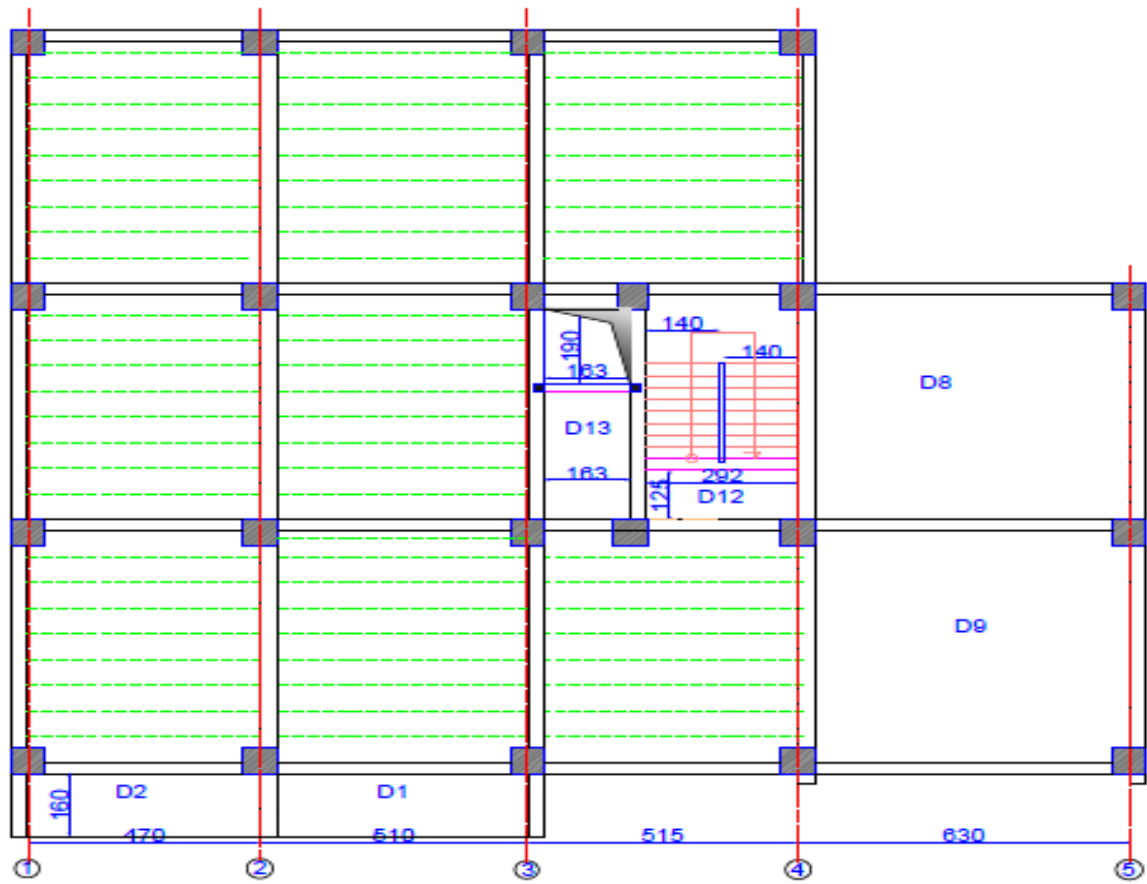
étage courants



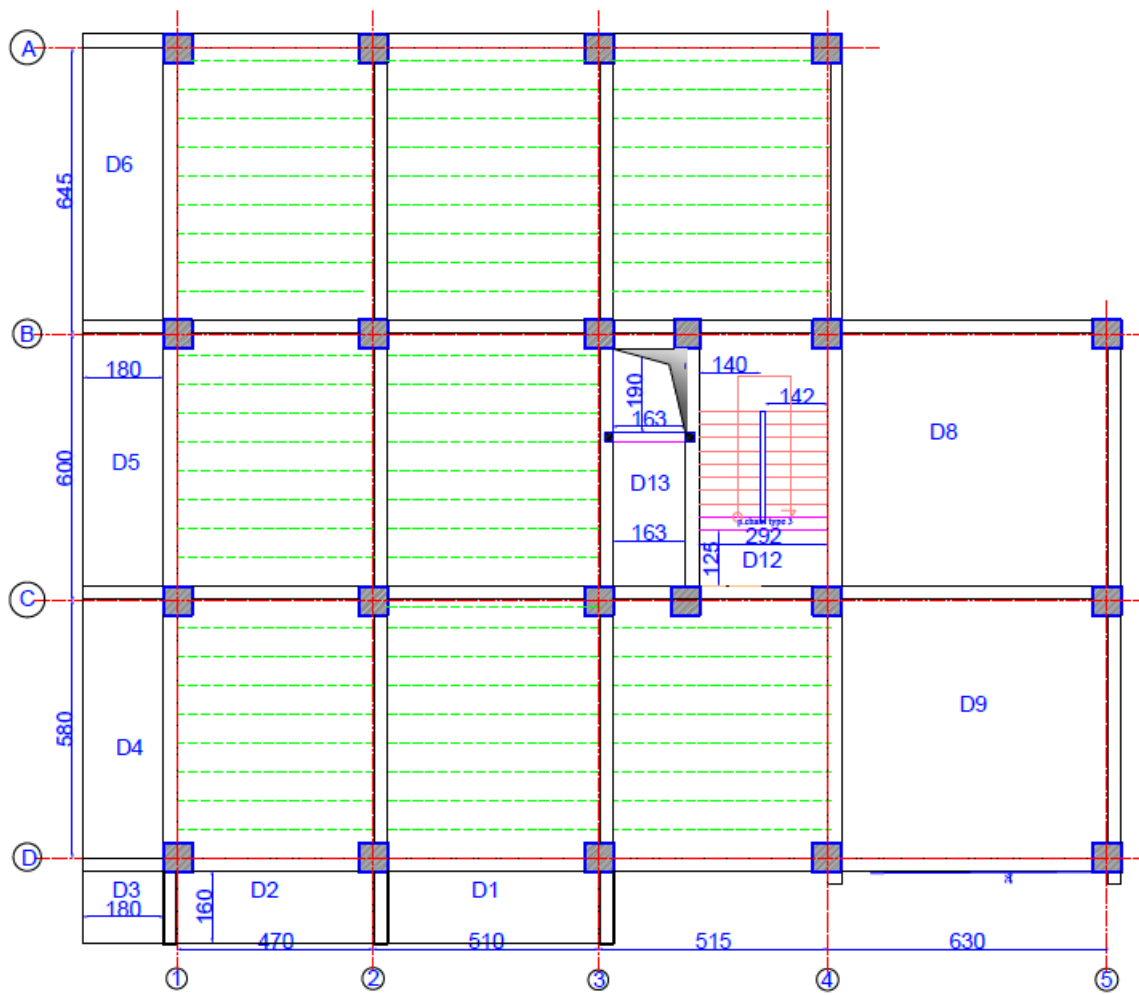
Annexe : 03

Plans de coffrage

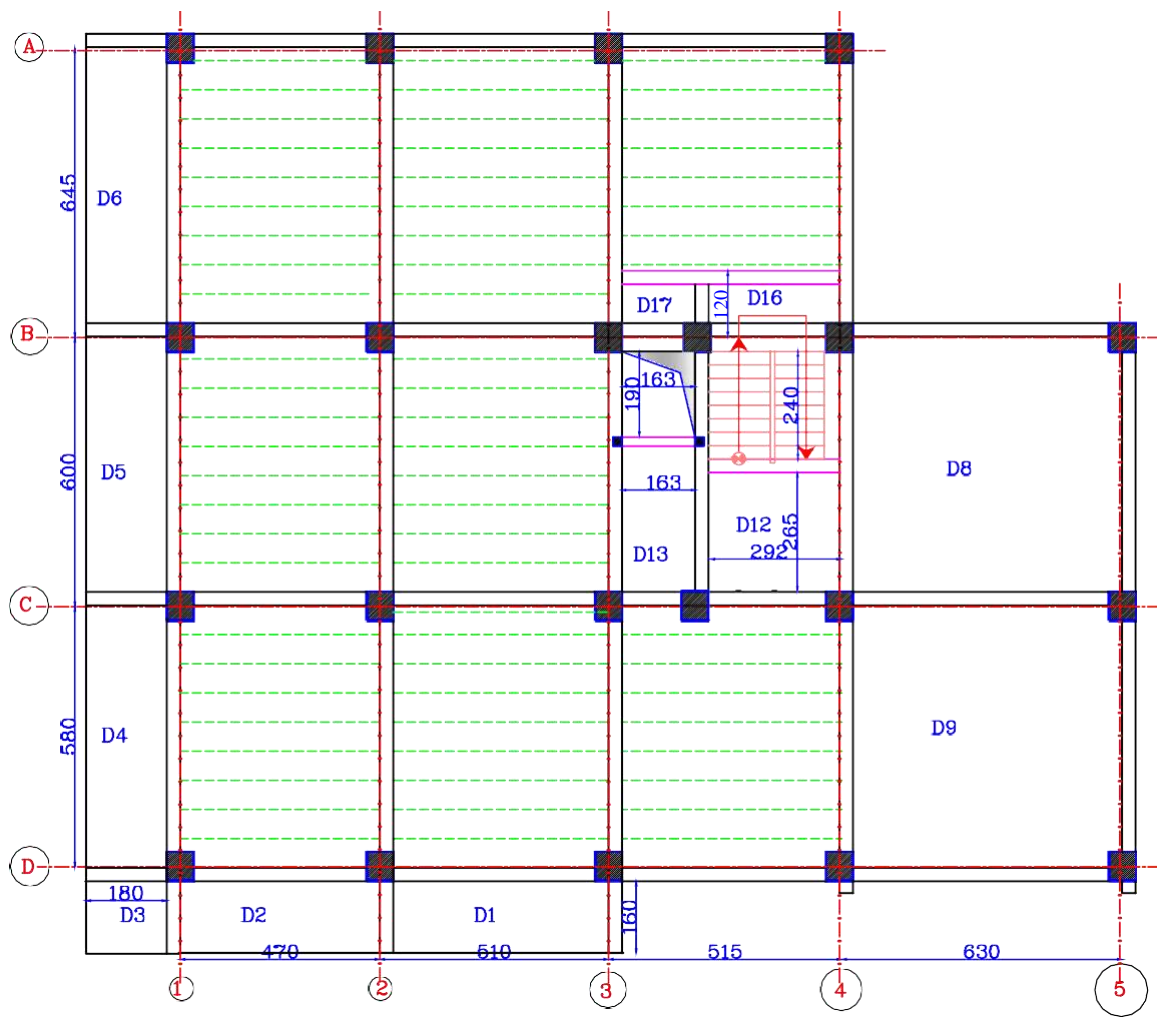
Plan RDC



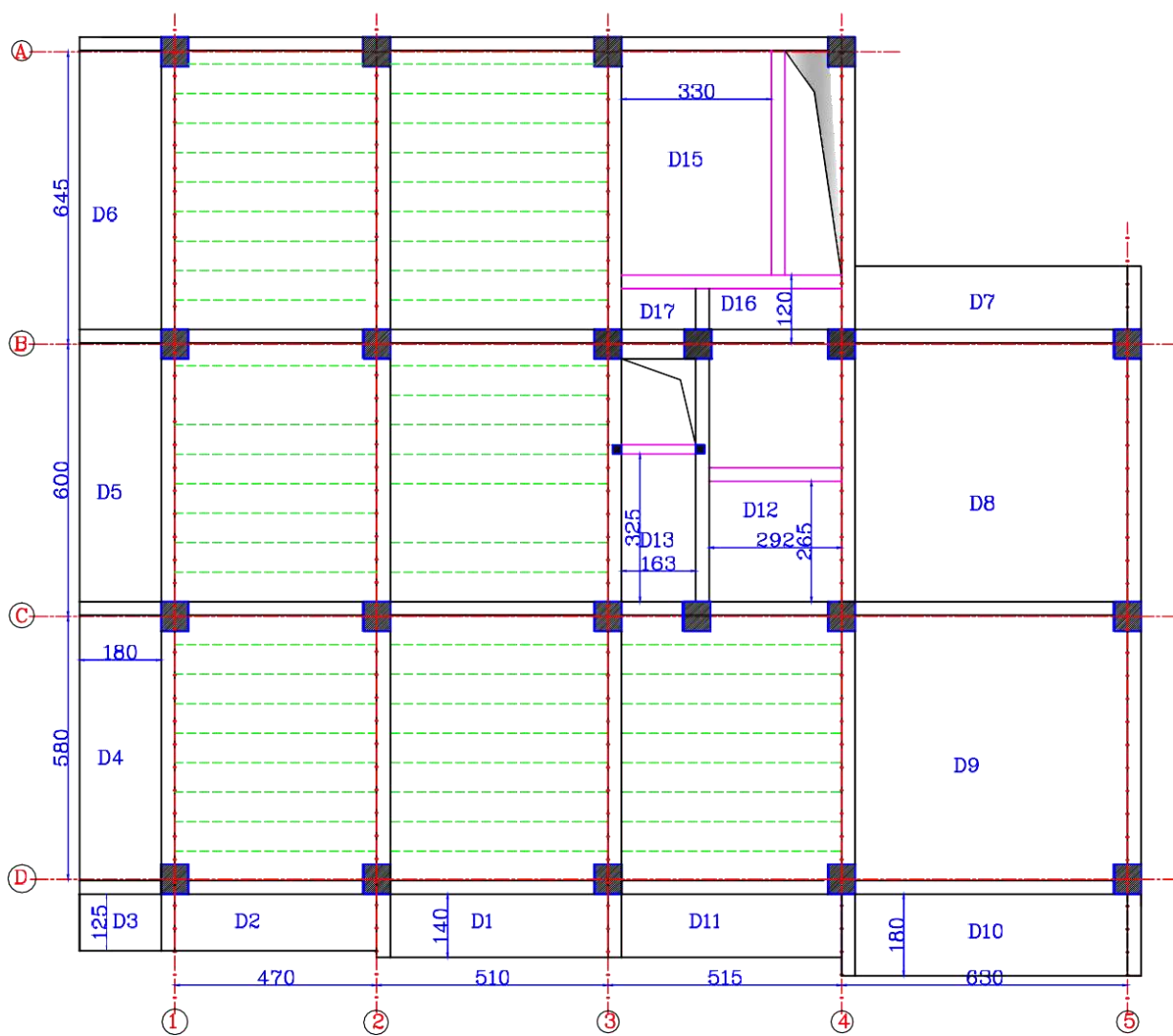
Plan étage 1



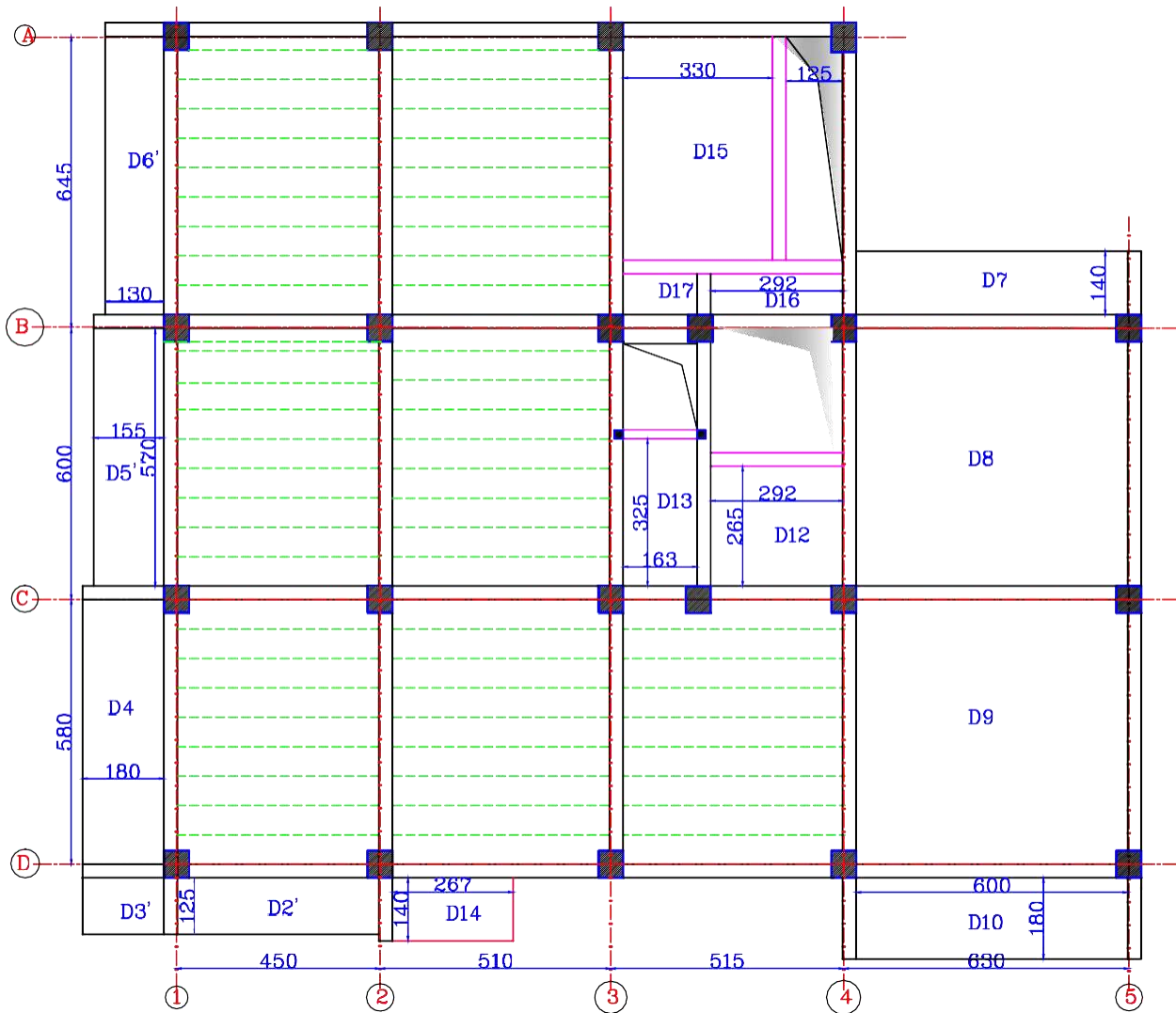
Plan étage 2



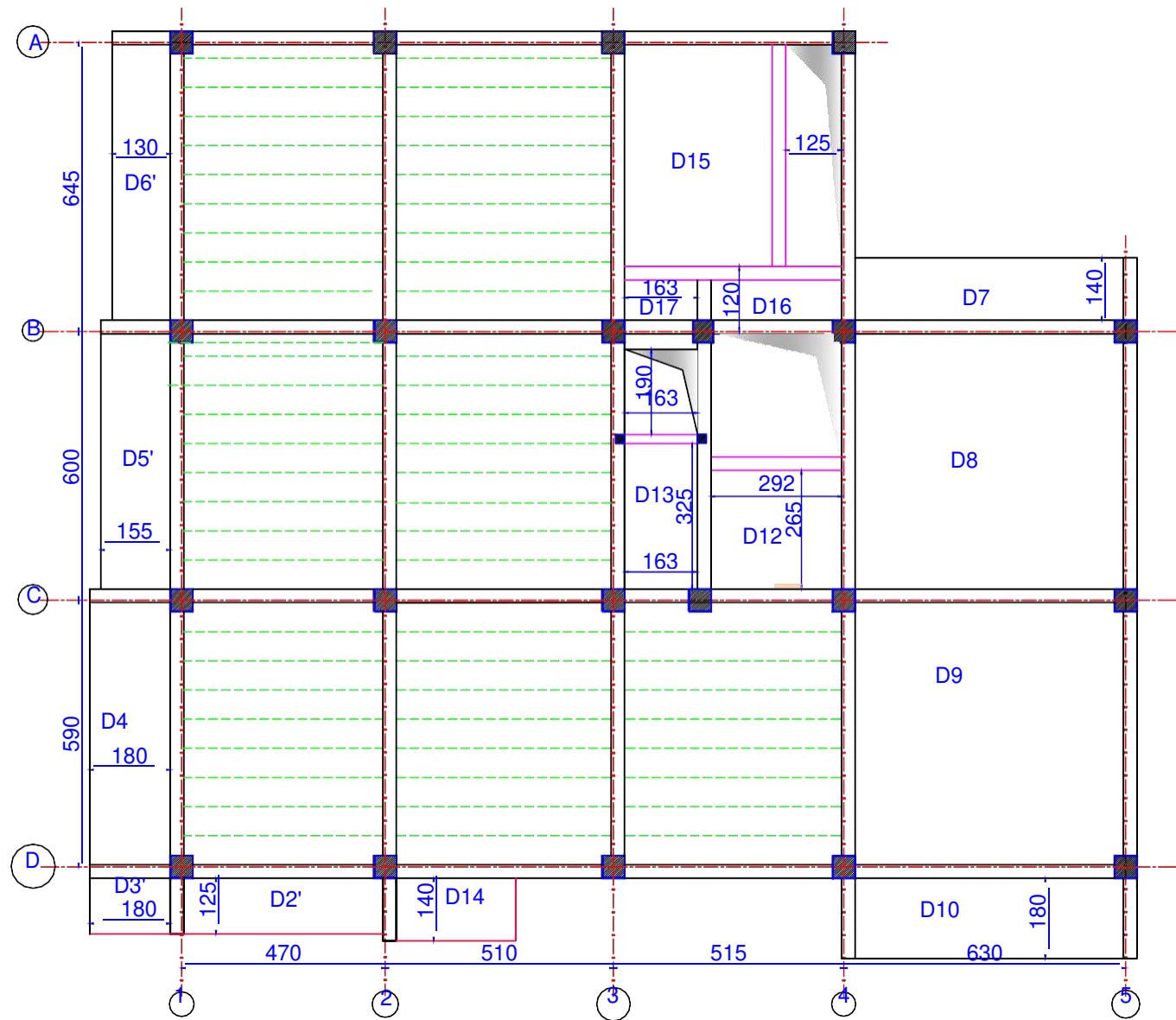
Plan étage 3



Plan étage 4 ,5 et 6



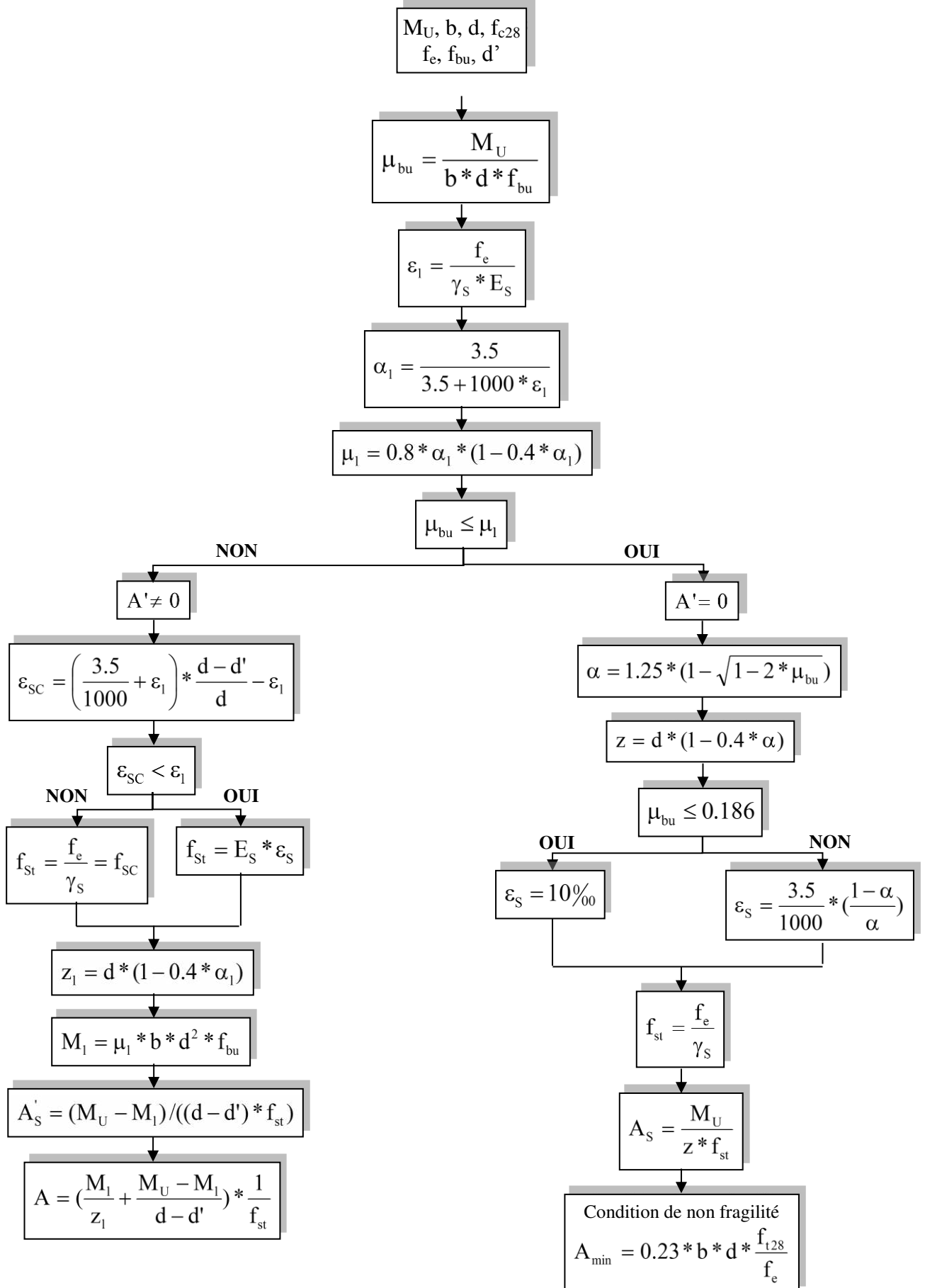
Plan étage 7 à 9



Annexe : 04

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe : 05

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe : 06

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Ly

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

	$\frac{u/Lx}{v/Ly}$	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	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

Annexe : 08

**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 : 07

Formules des vérifications des contraintes dans les poteaux

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

✓ Pour une section entièrement comprimé (SEC) :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I} \times v \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

$$I = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d + v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \quad v' = h - v$$

✓ Pour une section pareillement comprimé (SPC) :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$Y_C^3 + P Y_C + q = 0$$

$$\begin{cases} P = -3C^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\begin{cases} t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \end{cases} \quad Y_C = z - \frac{p}{3z}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

Annexe : 09

Rapport d'étude du sol

- Stabilité des parois après terrassement (I.M N°004 du 07/09/2017)

Il est question dans ce projet de réaliser des immeubles avec sous sol, avec un fond de fouille à $-4^m.00$ par rapport à la surface du terrain. On aura par conséquent, des parois de 4^m de hauteurs. Par ailleurs et selon les résultats des essais effectués, la couche superficielle allant jusqu'à 3^m d'épaisseur environ, est de faible cohésion ($C < 0.3$ bar et $\phi < 20^\circ$) qui la rend très vulnérable et altérable.

A cet effet, il est recommandé de procéder au confortement des parois juste à la fin des terrassements et accélérer la mise en place du drainage et des fondations.

L'étalement, le terrassement par petites parties ou encore, si la surface du terrain le permet, réaliser des terrassements en plusieurs plans successifs (en gradins). Si non, un blindage provisoire des parois est préconisé.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain de la parcelle étudiée pour recevoir deux immeubles en R+9 et R+11 en extension de la promotion immobilière « Résidence Zhira » sise à la cité EDIMCO (en face de l'hôtel Zephyr) dans la ville de Béjaia, au profit de la Sarl résidence Zhira, est constitué de sols de moyenne portance.

Le terrain est plat, de constitution limoneuse sableuse graveleuse peu à moyennement compacte en surface, à argileuse marneuse sableuse compacte avec passage de galets et gros sable, en profondeur.

Les essais pénétrométriques dynamique et les essais pressiométriques ont révélé un sous sol hétérogène vis-à-vis de sa résistance, qui est globalement faible au niveau des trois premiers mètres et moyenne à bonne dans la couche intermédiaire entre -3^m et -8^m . Au-delà de 8^m , les sols deviennent de plus en plus compacts.

Par rapport à leur aspect géotechnique, les sols de fondation sont caractérisés comme suite :

- La couche superficielle de remblais récents (faible compacité) est de $3^m.20$ d'épaisseur en général.
- Le taux de travail pour un fond de la fouille à -4^m est de $\sigma_{adm} = 1.38$ bars.
- Les caractéristiques mécaniques moyennes des sols à partir de -4^m : $\gamma_h = 19.8$ kN/m³, $\phi = 20^\circ$ et $C = 0.3$ bar.
- Les tassements sont évalués à 8cm au max sous un radier.
- Des eaux souterraines non agressives sont constatées au $4^{ème}$ mètre de profondeur (01/2017).
- Le site est classé en catégorie S4.
- Aucune substance agressive vis-à-vis du béton n'est constatée dans le sous-sol.

Par ailleurs, il est préconisé :

- ✓ L'infra doit être impérativement munie d'un système de cuvelage (drainage + étanchéité) et réalisé avec un béton dosé à 400 kg/m³.
- ✓ Le radier doit être posé sur un lit en pierres (soigneusement entreposées) de 30 à 40 cm d'épaisseur.
- ✓ Ne pas laisser les fouilles trop longtemps ouvertes.

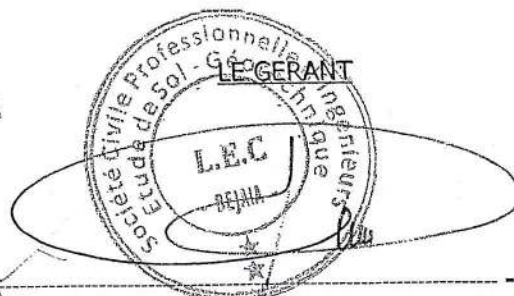
L'ingénieur chargé de l'étude

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

[Signature]

LEC BEJAIA

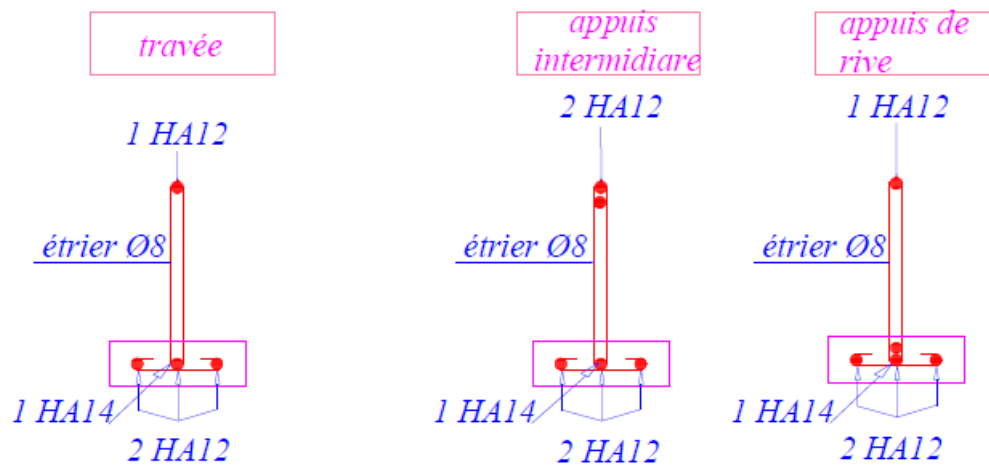
SCP / LEC BEJAIA
Service Etude



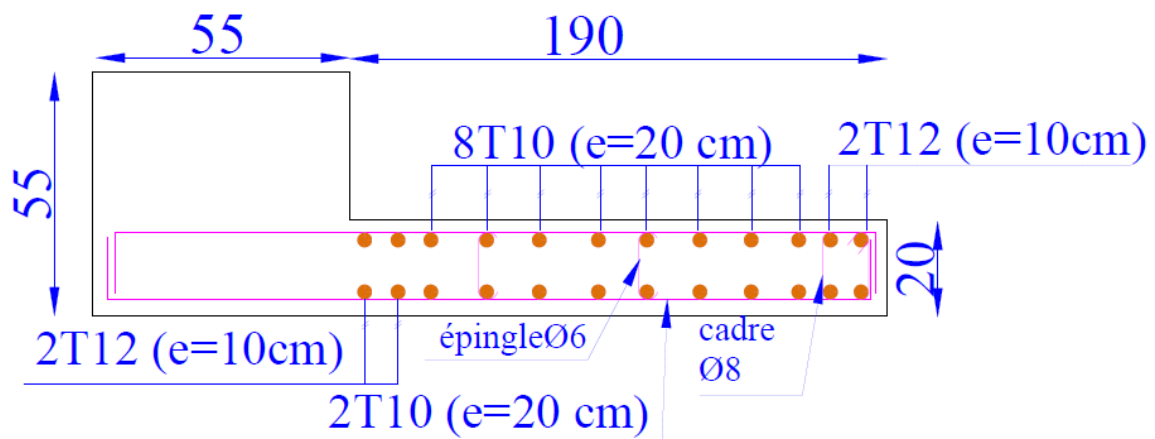
Annexe : 10

Plans de ferrailage

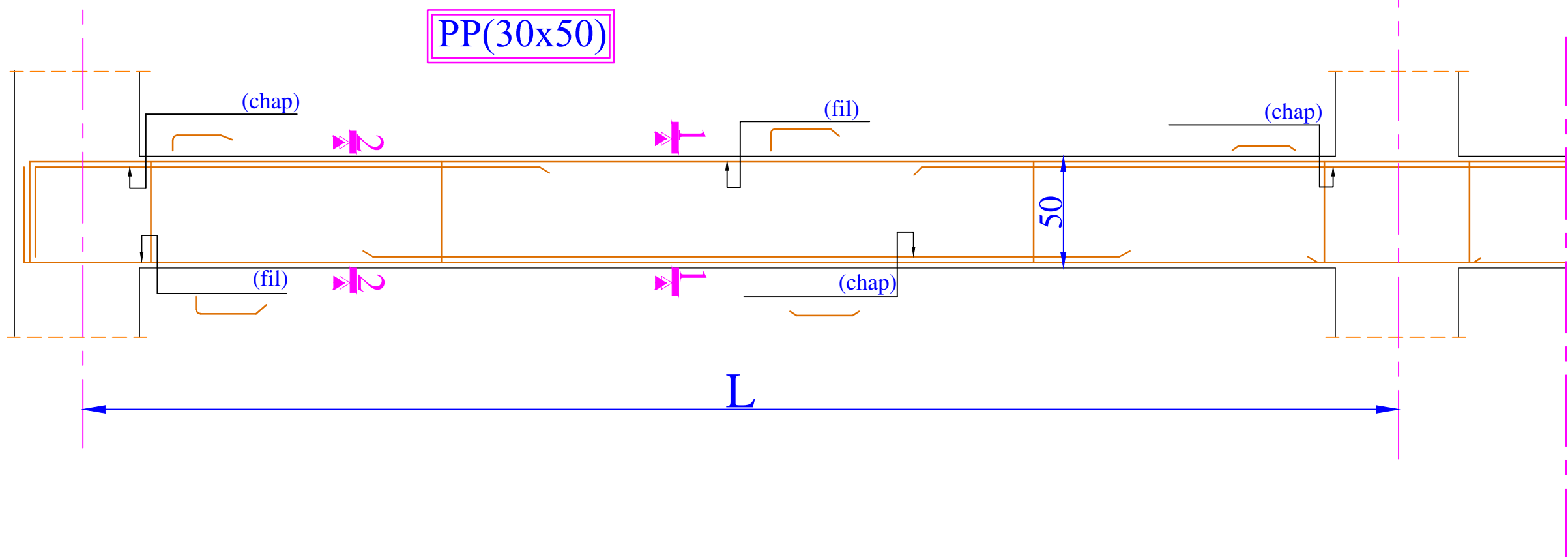
*ferraillage des poutrelles des étage
1 et 2 , étage courants et terrasse*



Ferraillage du voile v_{x1} du 7^{ème} étage



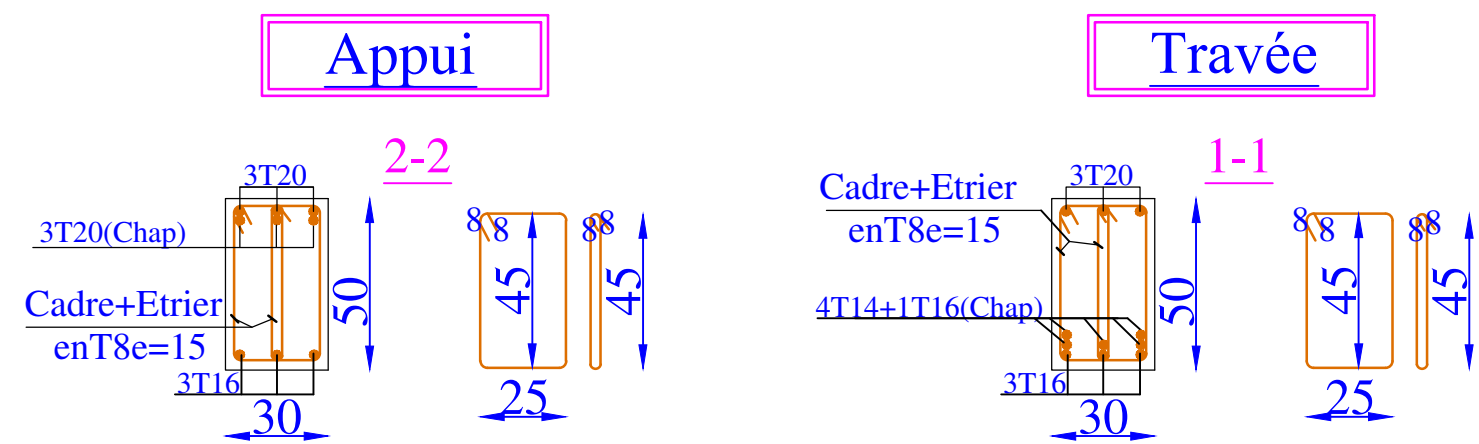
POUTRE PRINCIPALE(30x50)



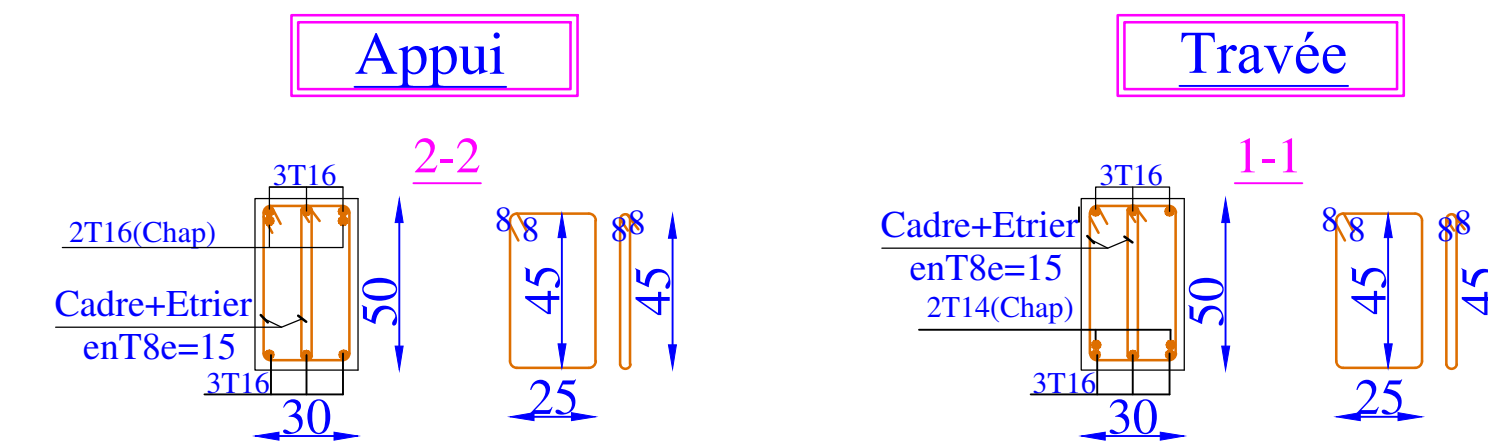
POUTRES PRINCIPALES ASSOCIEES AUX VOILES

POUTRES PRINCIPALES NOS ASSOCIEES AUX VOILES

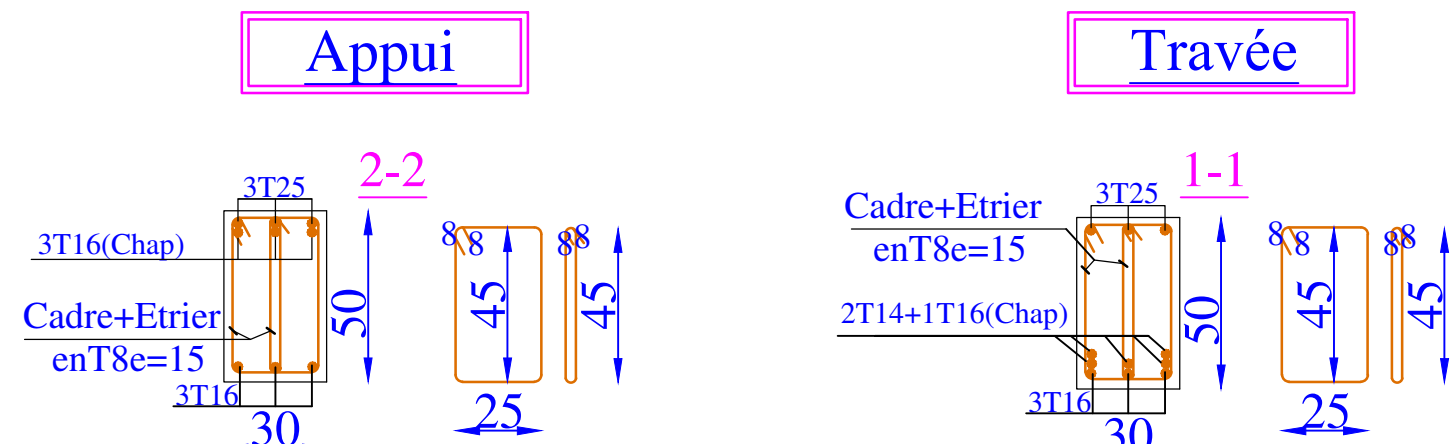
ETAGE SERVICE



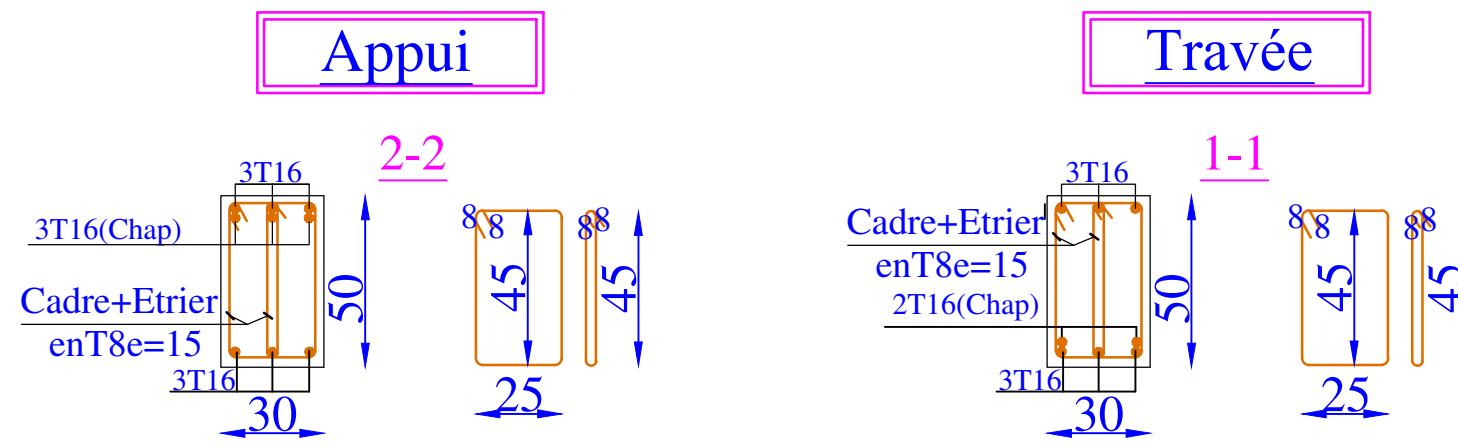
ETAGE SERVICE



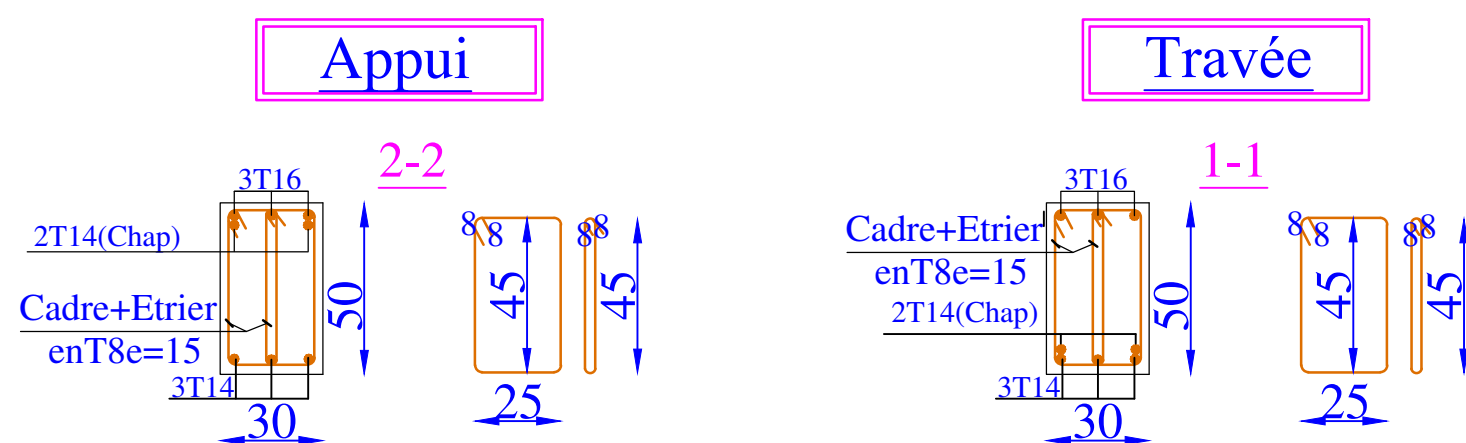
ETAGE COURANT



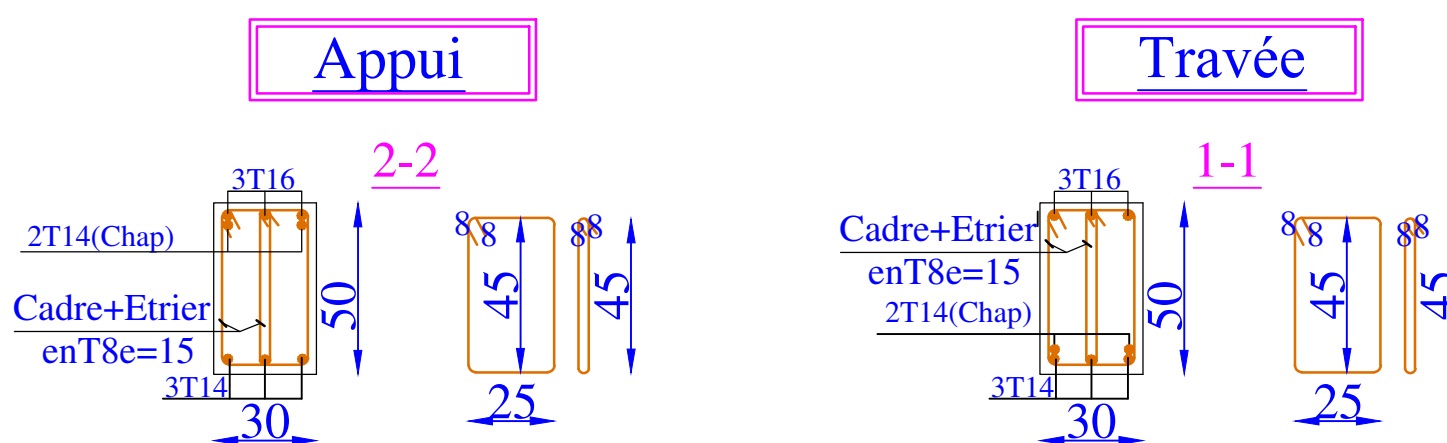
ETAGE COURANT



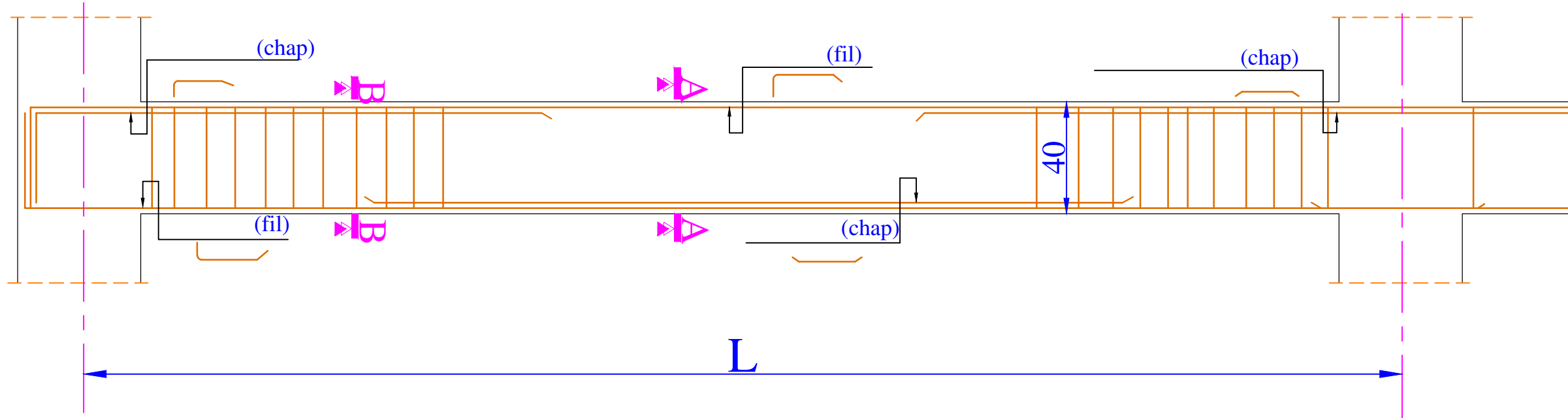
TERASSE



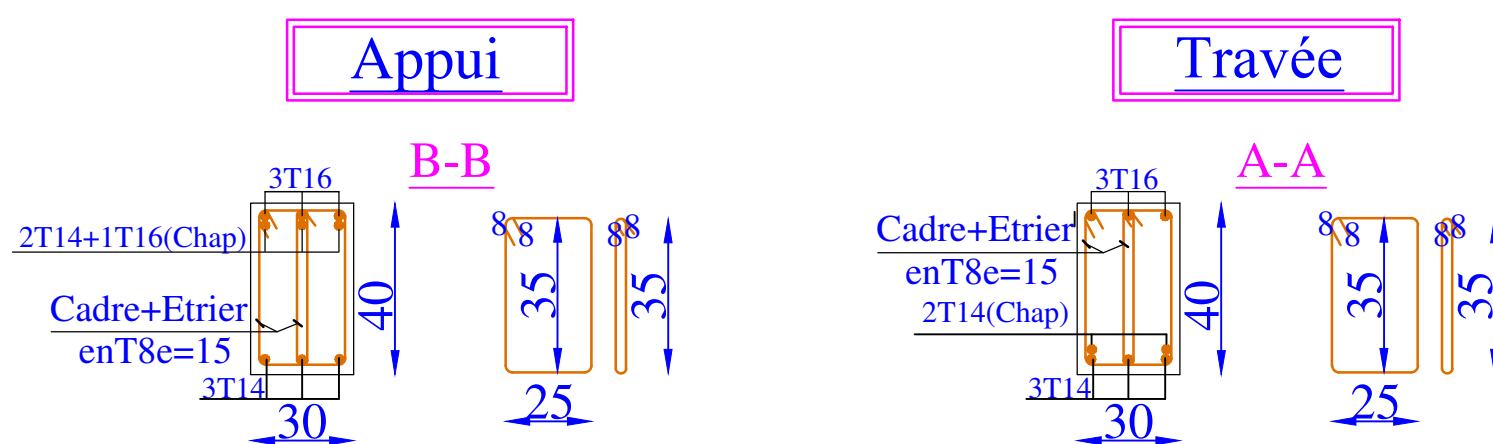
TERASSE



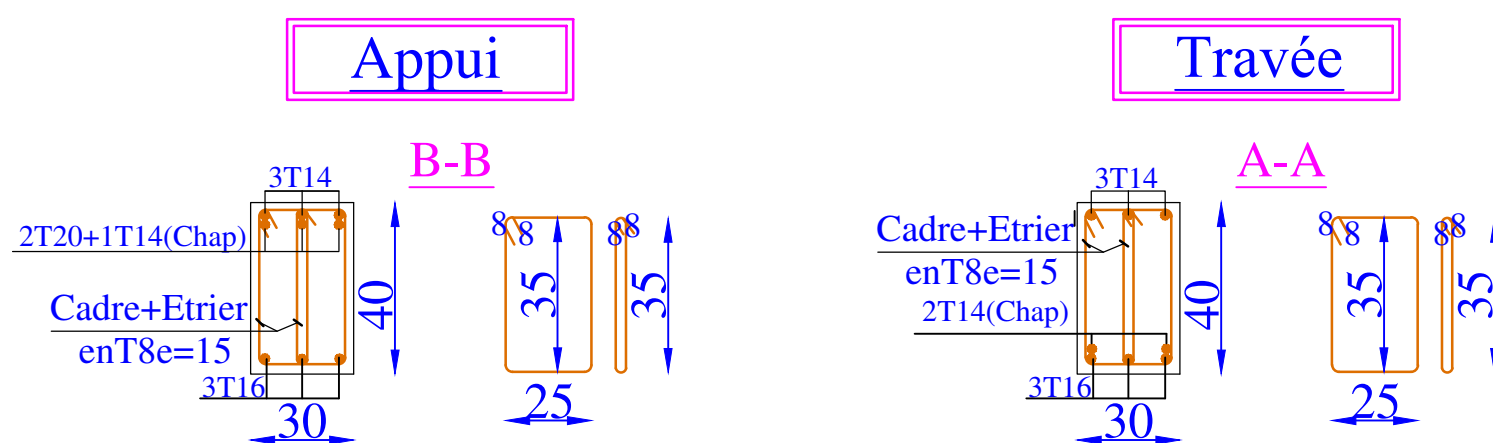
POUTRE SECONDAIRE(30x40)



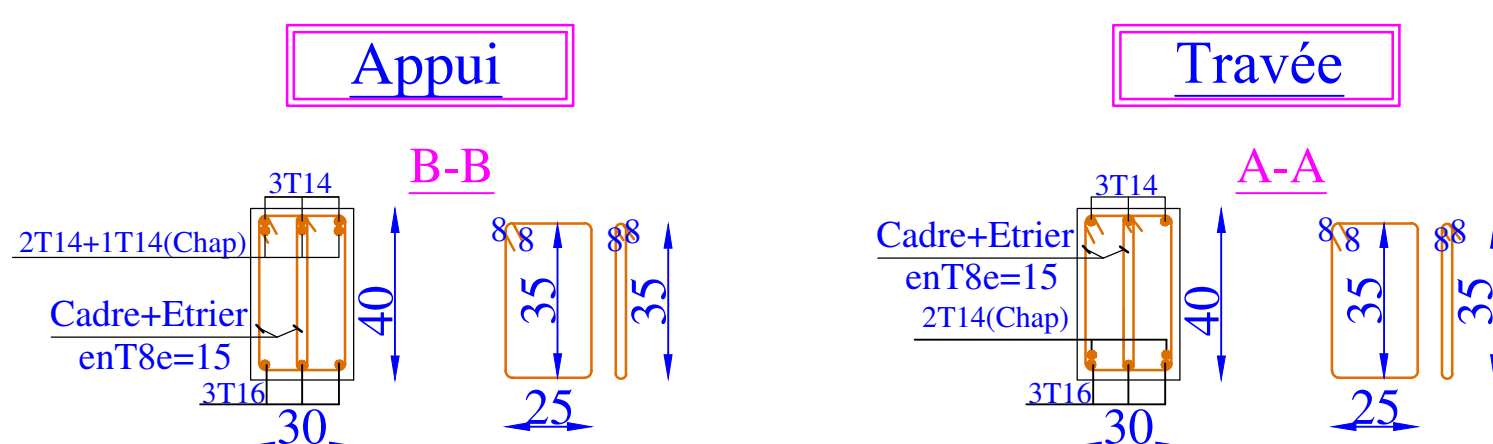
ETAGE SERVICE



ETAGE COURANT

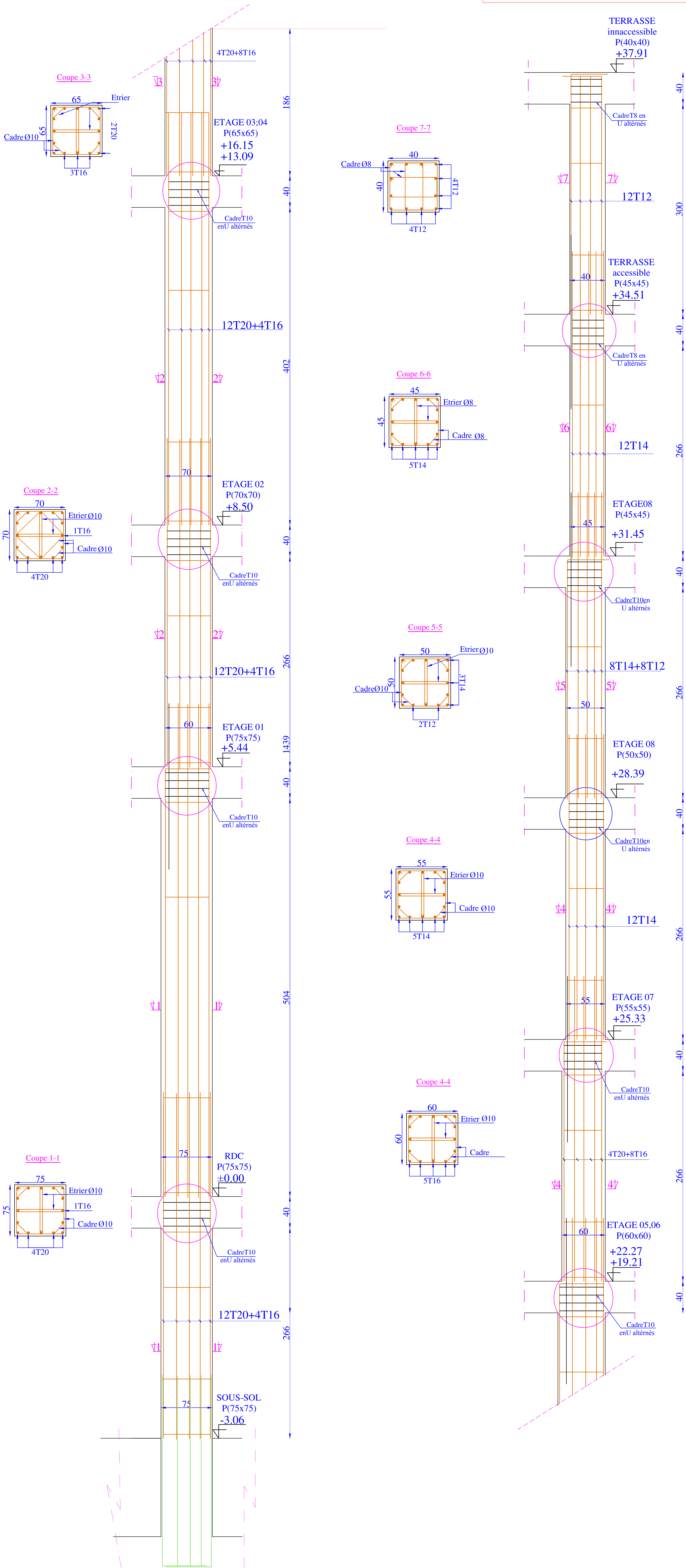


TERASSE



PLAN DE FERRAILLAE
DES POTEaux

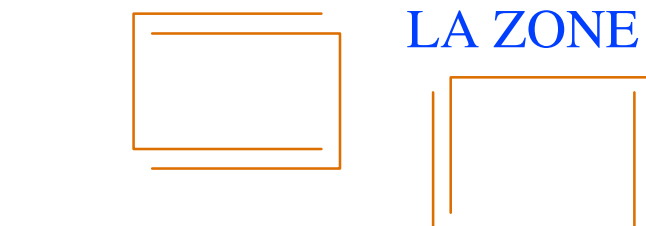
DETAIL DE REDUCTION
DES SECTIONS



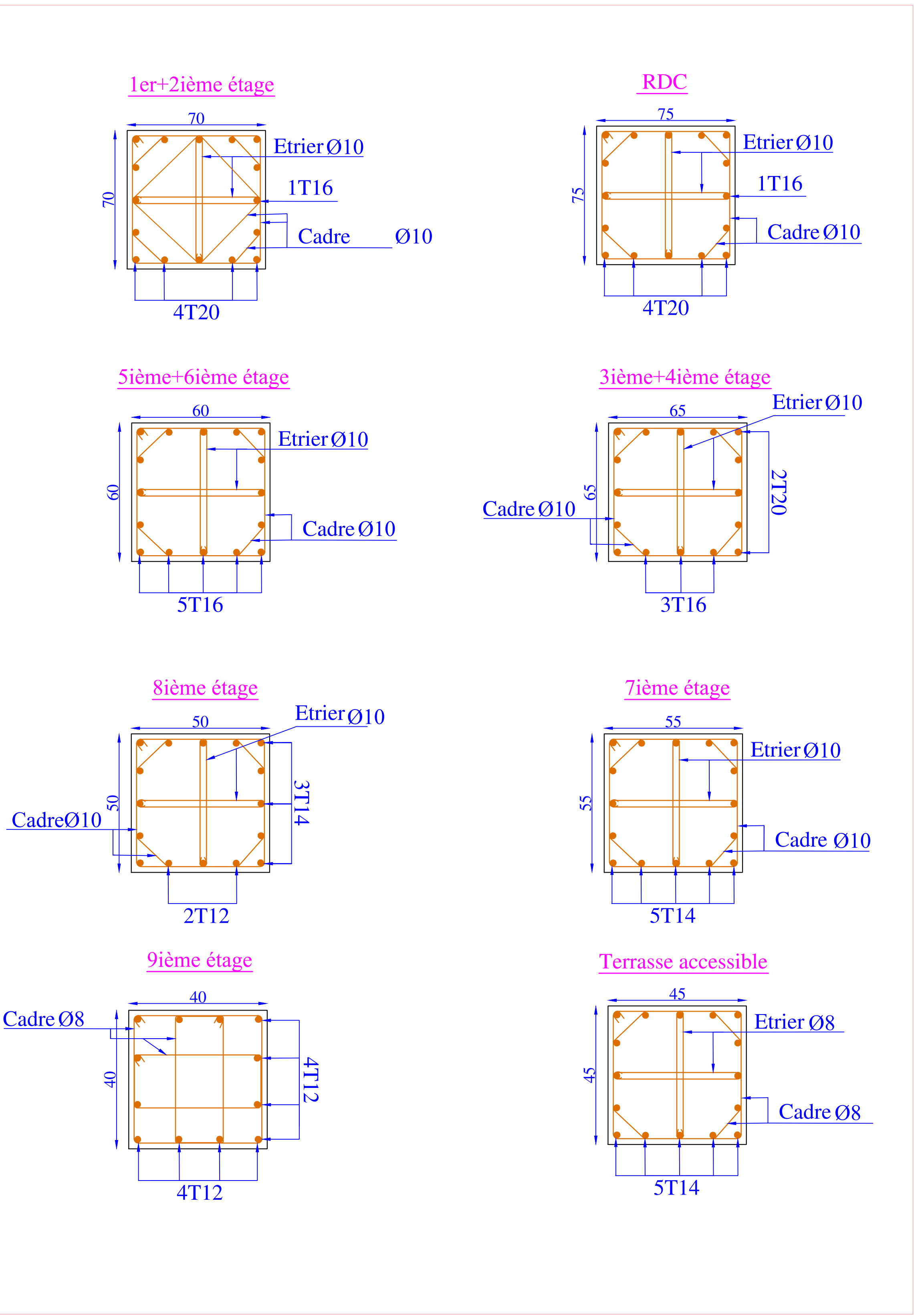
Barre De Liaison

DETAIL B

DETAIL D'UN COURS
D'ARMATURES
TRANSVERSALES DE
LA ZONE NODAL

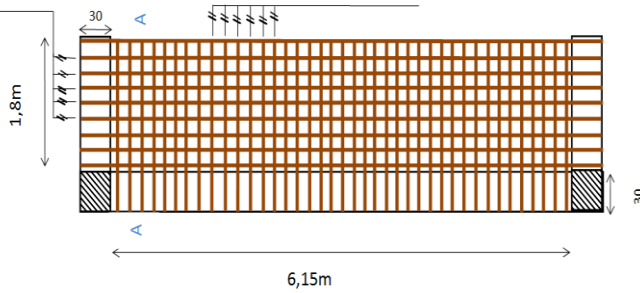


2U superposés(avec alternance dans l'orientation)

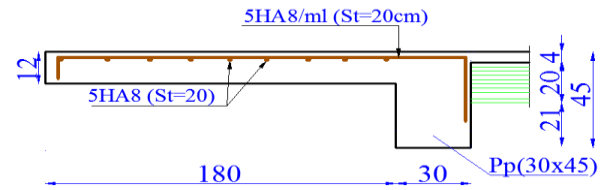


Nappe supérieur :
SHA12/ml St=20cm

Nappe supérieur : 6HA16/ml St=20cm



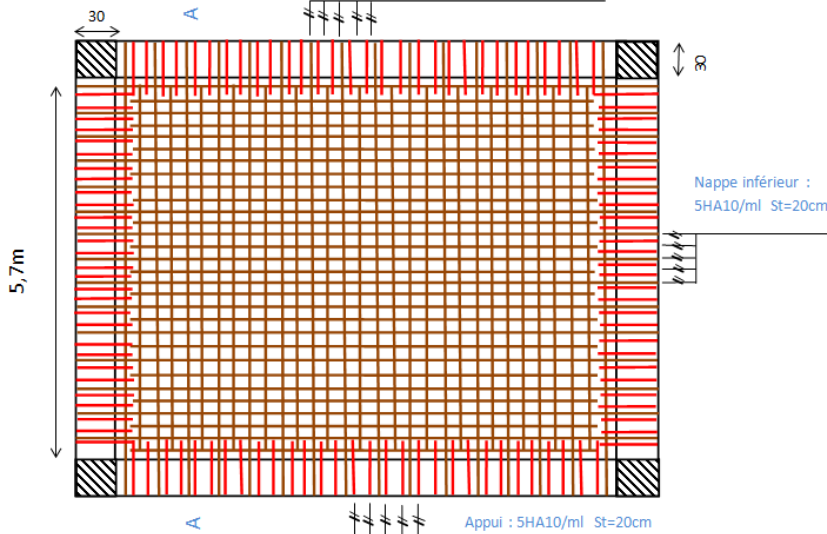
Coupe A-A



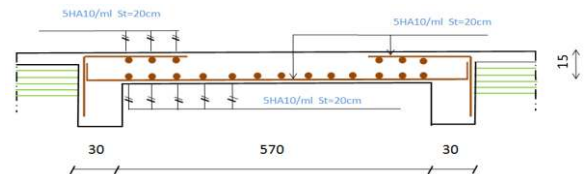
Dalle pleine D6 sur 3 appuis

6 m

Nappe inférieure : 5HA10/ml St=20cm

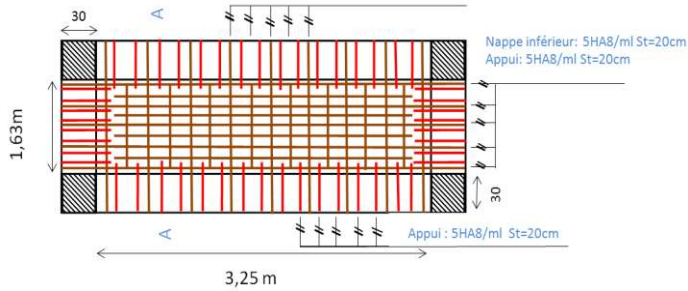


Coupe A-A

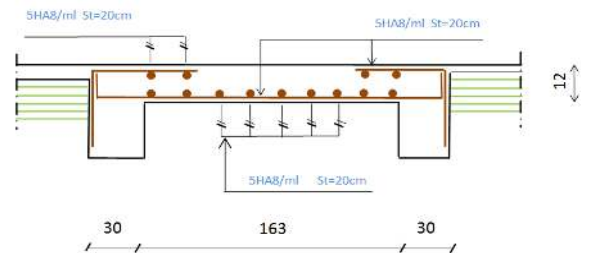


Dalle pleine D8 sur 4 appuis

Nappe inférieure : 5HA8/ml St=20cm



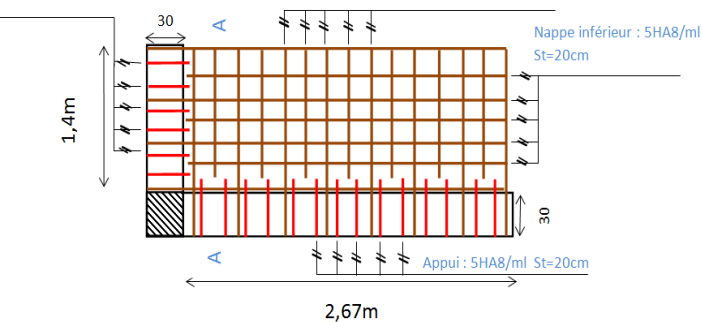
Coupe A-A



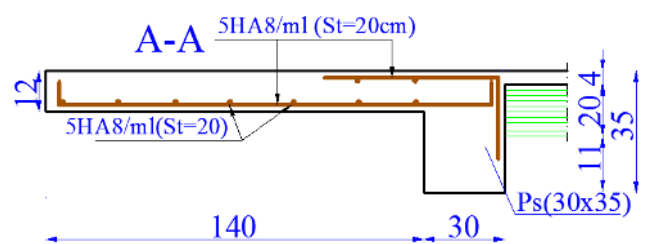
Dalle pleine D13 sur 4 appuis

Appui : 5HA8/ml
St=20cm

Nappe inférieure : 5HA8/ml St=20cm

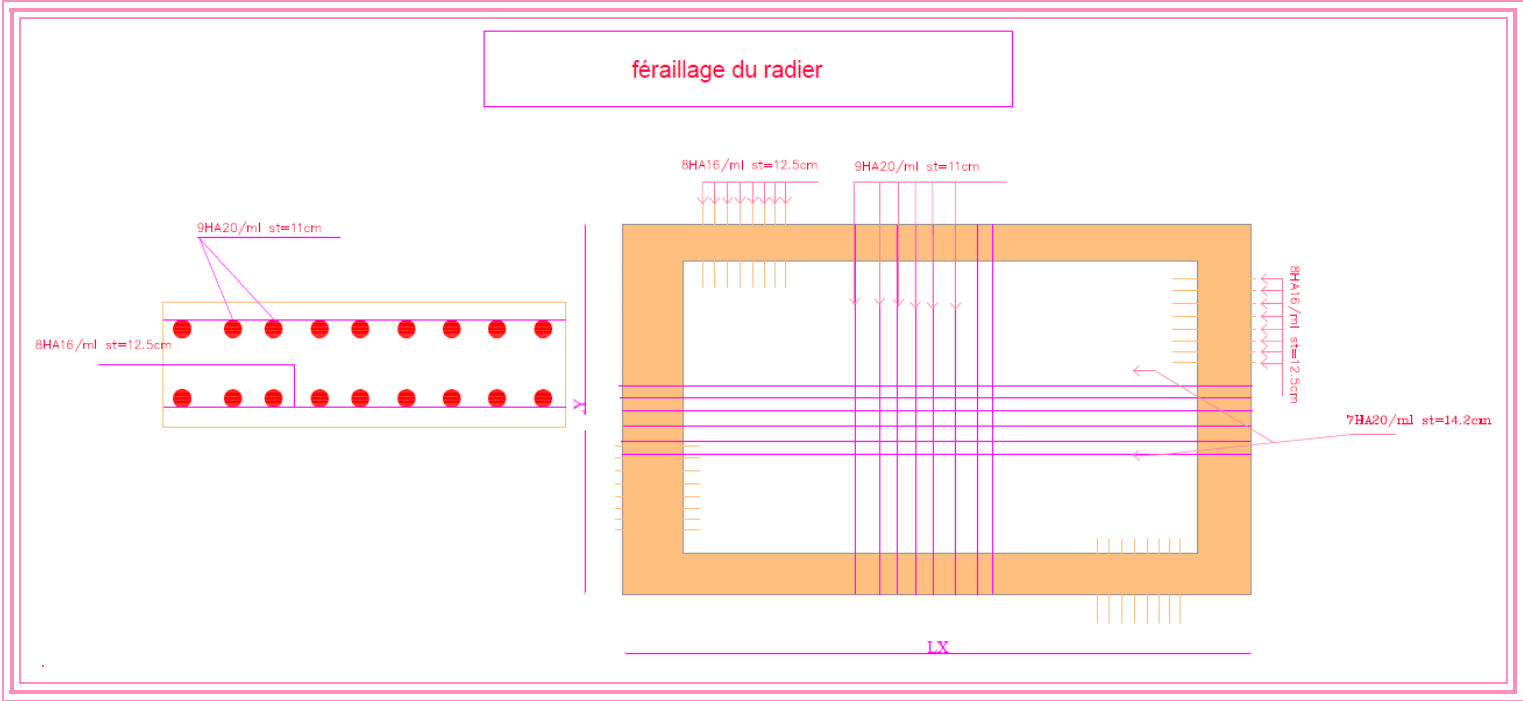


Coupe A-A

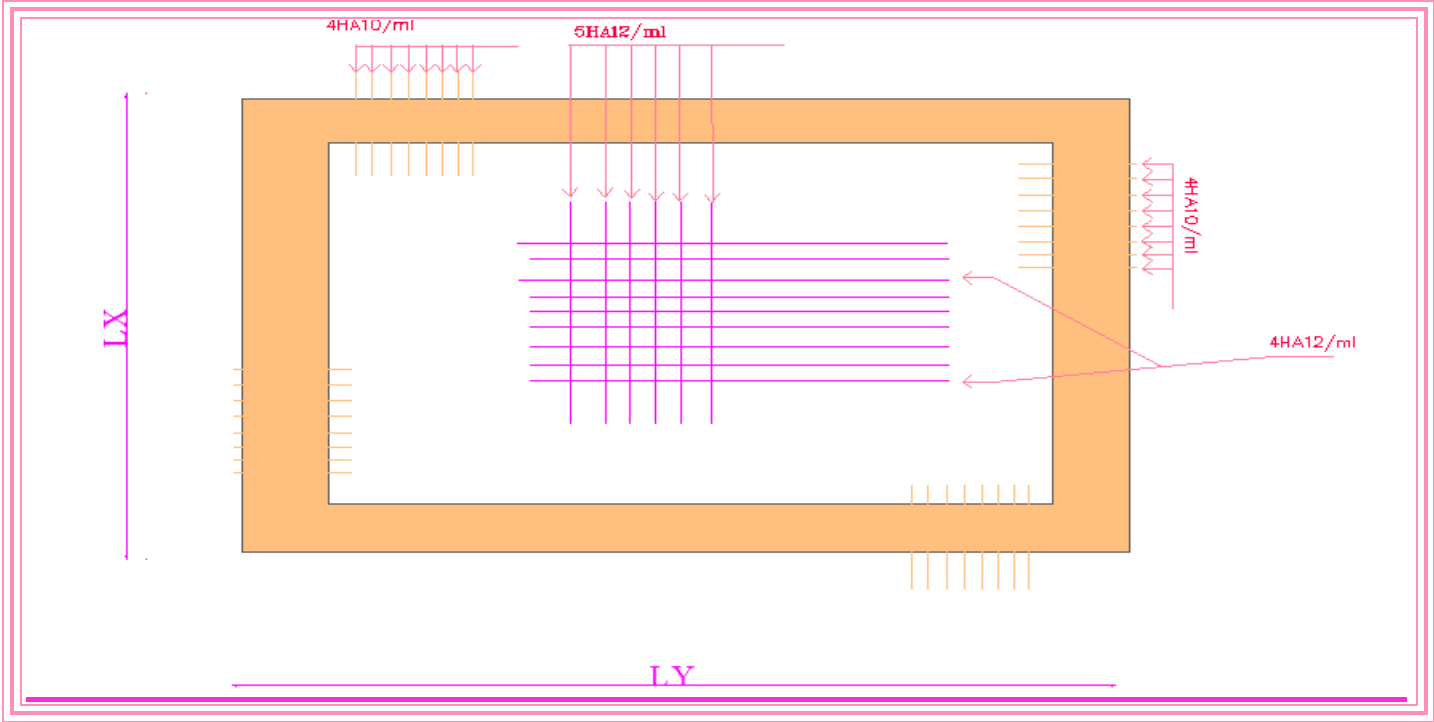


Dalle pleine D14 sur 2 appuis

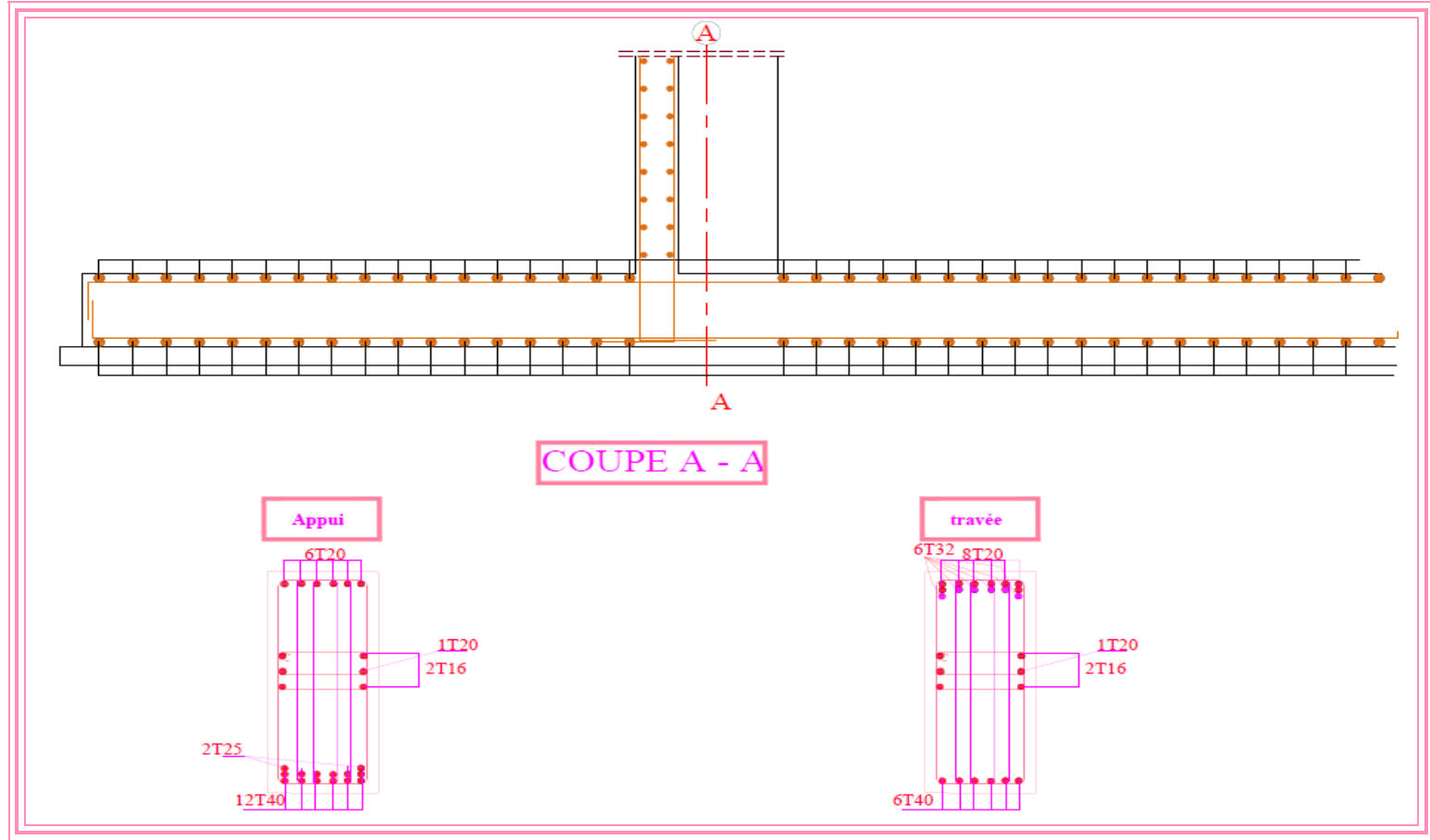
Ferraillage du radier



Ferraillage du voile périphérique



Ferraillage de la nervure sens Y-Y



Ferraillage du débord

