



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

Mémoire

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

Thème

**ETUDE D'UN R+09 AVEC 02 ENTRE SOL A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME
MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)**

Présenté par :

M^{elle}. Berkani Kahina
MR. Djema Redouane

Encadré par :
MR. L.GUECHARI

MEMBRES DE JURY

Mme CHIKH AMER

;

Mme SEKOUR

Promotion : 2018/2019

Remerciements

Nos remerciements sont portés tout d'abord envers notre tout puissant Seigneur, de nous avoir donné la force, la patience en vue de faire aboutir ce travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances et nos remerciements à notre Promoteur Mr GUECHARILL, pour avoir accepté de nous guider dans ce travail.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous nos amis pour leur aide, et leur encouragement, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail,

Tout d'abord à mes parents qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mon parcours.

A mon frère et ma petite sœur (Aghilas et Dihia).

A tous mes amis et mes collègues.

Et finalement, à mon binôme « Redouane ».

KAHINA BERKANI

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail,

Tout d'abord à mes parents qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mon parcours.

A mes frères et ma petite sœur (KAMEL , ABDELHAK et BOUCHRA).

A une personne très spéciale AIT EL DJOUDI CYLIA ainsi que mon cher ami et frère
BAALI AMINE

A tous mes amis et mes collègues (ABDELAALI , IMAD.CH, IMAD.L)

A tout mon club « TERRE D' AVENTURES ALGERIE »

Et finalement, à ma binôme « Kahina ».

REDOUANE DJEMA

Liste des figures

| | |
|---|-----|
| Figure I-1 : Situation géographique | 1 |
| Figure I-2: Diagramme contrainte-déformation du béton..... | 3 |
| Figure II-1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux | 6 |
| Figure II-2: Coupe transversale des poutrelles..... | 7 |
| Figure II-3: Types d'escaliers | 9 |
| Figure II-4: Schémas statique de l'escalier | 10 |
| Figure II-5: Surfaces afférentes Poteau C4 | 14 |
| Figure II-6: Dégression des charges d'exploitation | 15 |
| Figure II-7: Schéma de ferrailage des poutrelles (commerce) | 34 |
| Figure II-8: Ferrailage de la dalle de compression..... | 35 |
| Figure II-9: Ferrailage de la dalles pleines D3 | 41 |
| Figure II-10: Schéma statique | 42 |
| Figure II-11: Schéma de ferrailages des escaliers | 46 |
| Figure II-12: Schéma statique de la poutre palière..... | 46 |
| Figure II-13: Schéma de ferrailage de la poutre palière..... | 49 |
| Figure II-14: Schéma de ferrailage des chainages | 51 |
| Figure II-15: Représentation d'un ascenseur à traction à câbles..... | 55 |
| Figure II-16: Schéma représentatif de la surface d'impact | 56 |
| Figure III-1 : Disposition des voiles..... | 62 |
| Figure III-2 : 1er mode de déformation (translation suivant x-x) | 63 |
| Figure III-3 : 2ème mode de déformation (translation suivant y-y)..... | 64 |
| Figure III-4 : 3ème mode de déformation (rotation suivant z-z)..... | 64 |
| Figure IV-1: Schéma d'exemple de dispositions constructives de la poutre principale | 74 |
| Figure IV-2 : Schémas de ferrailage de la poutre principale et secondaire des étages courants | 74 |
| Figure IV-3 :-Zone nodale..... | 76 |
| Figure IV-4 :-Section d'un poteau | 82 |
| Figure IV-5 : Schéma de ferrailage | 85 |
| Figure IV-6 : Schéma des contraintes | 88 |
| Figure IV-7 : Ferrailage du voile Vx1 | 90 |
| Figure V-1 : Schéma de ferrailage du radier | 97 |
| Figure V-2 : Schéma de ferrailage du débord | 98 |
| Figure V-3 : Schéma des lignes de rupture du radier | 99 |
| Figure V-4 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x. | 100 |
| Figure V-5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y | 100 |
| Figure V-6 : Schéma statique de la nervure selon le sens x-x..... | 101 |
| Figure V-7 : Schéma statique de la nervure selon le sens y-y..... | 101 |
| Figure V-8 : Schéma des nervures | 102 |
| Figure V-9 : Schéma de ferrailage des nervures | 104 |
| Figure V-10 :-Poussée des terres sur le mur périphérique. | 105 |
| Figure 5-11 :-Schéma de ferrailage du voile périphérique..... | 108 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau I-1: Les résistances caractéristiques du béton selon le dosage en ciment. | 2 |
| Tableau I-2: Les résistances caractéristiques de certains types d'aciers..... | 4 |
| Tableau II-1 : Pré dimensionnement des volées et paliers des différents niveaux..... | 10 |
| Tableau II-2 : Charge permanente et d'exploitation corps creux (E.C). | 11 |
| Tableau II-3 : La charge permanente et d'exploitation des dalles pleines (E.C). | 12 |
| Tableau II-4: La charge permanente et d'exploitation du corps creux (terrasse accessible). .. | 12 |
| Tableau II-5: La charge permanente d'exploitation des dalles pleines (terrasse accessible plan terrasse). | 12 |
| Tableau II-6: La charge permanente et d'exploitation corps creux (terrasse inaccessible). | 12 |
| Tableau II-7: La charge permanente et d'exploitation dalle pleine (terrasse inaccessible). | 12 |
| Tableau II-8: La charge permanente et d'exploitation des volées. | 13 |
| Tableau II-9: La charge permanente et d'exploitation des paliers | 13 |
| Tableau II-10 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs..... | 13 |
| Tableau II-11 : Descente de charge du poteau C4..... | 15 |
| Tableau II-12: Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux | 18 |
| Tableau II-13: Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux | 18 |
| Tableau II-14: Types de poutrelles..... | 19 |
| Tableau II-15 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles..... | 20 |
| Tableau II-16: Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions | 21 |
| Tableau II-17: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 2 | 24 |
| Tableau II-18: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 1. | 24 |
| Tableau II-19: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC a l'étage5..... | 25 |
| Tableau II-20: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage 6 à l'étage8. | 25 |
| Tableau II-21: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse accessible..... | 25 |
| Tableau II-22: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible..... | 26 |
| Tableau II-23: Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles. | 26 |
| Tableau II-24 : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux..... | 32 |
| Tableau II-25 : Vérifications nécessaires à l'ELU | 33 |
| Tableau II-26 : Vérification des contraintes à l'ELS | 33 |
| Tableau II-27 : Evaluation de la flèche | 34 |
| Tableau II-28 : Calcul du ferrailage à l'ELU | 34 |
| Tableau II-29 : Evaluation de la flèche | 34 |
| Tableau II-30 : Sollicitation dans la dalle | 35 |

| | |
|--|----|
| Tableau II-31 : Ferrailage du panneau (D3)..... | 36 |
| Tableau II-32 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS du panneau D3..... | 37 |
| Tableau II-33 : Sollicitations maximales dans les dalles pleines | 38 |
| Tableau II-34 : Vérification de l'effort tranchant..... | 38 |
| Tableau II-35: Calcul du ferrailage à l'ELU | 38 |
| Tableau II-36: Vérifications des contraintes à l'ELS..... | 39 |
| Tableau II-37:Vérifications de la flèche à l'ELS | 40 |
| Tableau II-38 : Sollicitations dans l'escalier..... | 43 |
| Tableau II-39: Ferrailage de l'escaliers | 43 |
| Tableau II-40 : Contrainte dans le béton | 44 |
| Tableau II-41 : Contraintes dans le béton | 45 |
| Tableau II-42: Ferrailage longitudinal de la poutre palière..... | 47 |
| Tableau II-43 : Vérification des contraintes à l'ELS | 49 |
| Tableau II-49 : Les sollicitations maximales dans les chainages..... | 50 |
| Tableau II-50 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple..... | 50 |
| Tableau II-51 : Vérification des contraintes de compression dans le béton..... | 51 |
| Tableau II-52 : Ferrailage de la salle machine | 58 |
| Tableau II-53: Vérification de l'effort tranchant de la salle machine | 58 |
| Tableau II-54 : Vérification des contraintes a l'ELS de la dalle salle machine..... | 59 |
| Tableau III-1 : Valeurs des pénalités P_q | 60 |
| Tableau III-2 : Périodes et taux de participation massique de la structure..... | 63 |
| Tableau III-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques | 65 |
| Tableau III-4 :Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique..... | 65 |
| Tableau III-5 : Interactions sous charges verticales | 65 |
| Tableau III-6 : Interactions sous charges horizontales..... | 65 |
| Tableau III-7 : Vérification de l'effort normal réduit | 66 |
| Tableau III-8 : Vérifications des déplacements de niveaux | 67 |
| Tableau III-9 : Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ | 68 |
| Tableau III-10 : Dimensions finales des éléments structuraux | 69 |
| Tableau IV-1 : Ferrailage des poutres | 72 |
| Tableau IV-2 : Vérification des contraintes tangentielles | 72 |
| Tableau IV-3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement | 72 |
| Tableau IV-4 : Vérification de l'état limite de compression du béton..... | 73 |
| Tableau IV-5 : Vérifications des poutres4 | 73 |
| Tableau IV-6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux | 76 |
| Tableau IV-7 : Sollicitations maximales dans les poteaux | 77 |
| Tableau IV-8 : Sollicitations et ferrailages des poteaux | 78 |
| Tableau IV-9 : Ferrailage transversal des poteaux..... | 80 |
| Tableau IV-10 : Vérification au flambement | 81 |
| Tableau IV-11 : Vérification des contraintes dans le béton | 82 |
| Tableau IV-12 : Moments résistants dans les poutres..... | 83 |
| Tableau IV-13 : Moments résistants dans les poteaux..... | 84 |

| | |
|---|-----|
| Tableau IV-14 : Vérification des zones nodales dans le sens principal et secondaire | 84 |
| Tableau IV-15 : Vérification des zones nodales dans le sens secondaire | 84 |
| Tableau IV-16: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1} // x-x$ | 87 |
| Tableau V-1 : Vérification des contraintes dans le sol..... | 94 |
| Tableau V-2: Sollicitations dans le radier | 96 |
| Tableau V-3 : Section d'armatures du radier | 96 |
| Tableau V-4 : Vérifications des contraintes à l'ELS..... | 96 |
| Tableau V-5 : Section d'armateur du radier à l'ELS | 96 |
| Tableau V-6 : Section d'armateur du débord | 98 |
| Tableau V-7 : Vérifications des contraintes à l'ELS..... | 98 |
| Tableau V-8 : Section d'armateur du débord à l'ELS..... | 98 |
| Tableau V-9 : Chargement sur les travées du sens x-x. | 101 |
| Tableau V-10 : Chargement sur les travées du sens x-x. | 101 |
| Tableau V-11 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens | 101 |
| Tableau V-12 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens..... | 102 |
| Tableau V-13 : Résultats de ferrailage des nervures..... | 103 |
| Tableau V-14 : Vérification des contraintes à l'ELS | 103 |
| Tableau V-15 : Ferrailage des nervures à l'ELS | 103 |

Sommaire

| | |
|---|----------|
| I. Chapitre I : Hypothèse de calcul de l'ouvrage | 1 |
| I.1 Introduction | 1 |
| I.2 Présentation de l'ouvrage : | 1 |
| I.3 Situation géographique et reconnaissance géologique : (Annexe I)..... | 1 |
| Description architecturale :..... | 2 |
| I.4 Caractéristiques des matériaux Aciers-Béton..... | 2 |
| I.4.1 Béton : | 2 |
| I.4.2 - Aciers :..... | 3 |
| I.5 -Règlements et normes utilisées : | 4 |
| I.6 - Combinaisons d'actions: | 4 |
| II. CHAPITRE II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires | 5 |
| II.1 Introduction | 5 |
| II.2 Pré-dimensionnement des éléments principaux: | 5 |
| II.2.1 Les poutres: | 5 |
| Poutres secondaires: | 5 |
| Poutres de chainages : | 5 |
| II.2.2 Les voiles: | 6 |
| II.3 Prédimensionnement des éléments secondaires : | 6 |
| II.3.1 Les planchers :..... | 6 |
| II.3.2 Les escaliers: | 9 |
| II.3.3 L'acrotère : | 10 |
| II.4 Évaluation des charges : | 11 |
| II.5 Prédimensionnement des poteaux : | 14 |
| II.5.1 La loi de dégression des charges d'exploitation :..... | 14 |
| II.5.2 Les vérifications nécessaires : | 17 |
| II.6 Étude des planchers : | 19 |
| II.6.1 Étude des poutrelles : | 19 |
| II.6.2 Etude de la dalle de compression | 35 |
| II.7 Calcul des planchers à dalle pleine | 35 |
| II.8 Etude de l'escalier | 42 |
| II.8.1 Vérifications | 44 |

| | | |
|---------|--|----|
| II.8.2 | Etude de la poutre palière | 46 |
| II.9 | Étude des poutres de chaînage : | 49 |
| II.10 | Calcul de l'acrotère: | 52 |
| II.10.1 | Calcul des sollicitations | 52 |
| II.10.2 | Ferraillage | 53 |
| II.10.3 | Schéma de ferraillage | 54 |
| II.11 | Etude de l'ascenseur : | 55 |
| II.11.1 | Définition : | 55 |
| II.11.2 | Dimensionnement de la dalle : | 55 |
| II.11.3 | Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur | 55 |

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.

| | | |
|--|--|----|
| IV. Chapitre IV : Ferraillage des éléments de contreventement | 70 | |
| IV.1 | Introduction | 70 |
| IV.2 | Etude des poutres | 70 |
| | Recommandations | 70 |
| | Sollicitation et ferraillage des poutres | 71 |
| IV.2.1 | Vérification des armatures selon le RPA99v2003 | 71 |
| IV.3 | Étude des Poteaux : | 75 |
| IV.3.1 | Introduction : | 75 |
| IV.3.2 | Recommandation du RPA99v2003 | 75 |
| IV.3.3 | Ferraillage | 77 |
| IV.3.4 | Vérifications nécessaires | 81 |
| IV.4 | Vérification de la zone nodale | 83 |
| IV.5 | Étude des voiles | 86 |
| IV.5.1 | Introduction | 86 |
| IV.5.2 | Recommandation du RPA99 version 2003 | 86 |
| IV.5.3 | Exemple de calcul | 87 |
| V. Chapitre V : L'infrastructure | 91 | |
| V.1 | Introduction | 91 |
| V.2 | Combinaisons de calcul | 91 |
| V.3 | Reconnaissance du sol | 91 |

| | | |
|-------|---|-----|
| V.4 | Choix du type de fondation | 91 |
| V.4.1 | Vérification de la semelle isolée | 91 |
| V.4.2 | Vérification de la semelle filante. | 92 |
| V.5 | Radier général..... | 92 |
| V.5.1 | Caractéristiques géométriques du radier | 92 |
| V.5.2 | Vérifications nécessaires | 93 |
| V.5.3 | Ferraillage du radier général | 95 |
| V.6 | Etude des nervures..... | 98 |
| V.7 | Etude du voile Périphérique | 105 |
| V.7.1 | Dimensionnement du voile..... | 105 |
| | Ferraillage | 105 |

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Tableau des symboles et notations

| Symboles | Notations |
|---------------|--|
| A_r | Aire d'une section d'acier de répartition |
| A_t | Aire d'une section d'acier transversal |
| A_s | Aire d'une section d'acier |
| b | La largeur |
| B_r | Section réduite du béton |
| E_s | Module d'élasticité de l'acier |
| E_{vj} | Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour |
| E_{ij} | Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour |
| F_{cj} | Résistance caractéristique de compression à j jour |
| F_{tj} | Résistance caractéristique de traction à j jour |
| F_e | Limites d'élasticité |
| G | Charges permanente |
| Q | Charge d'exploitation |
| E | Action accidentelles |
| q_u | Charges réparties ultime |
| q_s | Charges réparties de service |
| I | Moment d'inertie |
| M_u | Moment de calcul ultime |
| M_s | Moment de calcul de service |
| N_u | Effort normal ultime |
| N_s | Effort normal de service |
| V | Effort tranchant |
| S | Surface plane de la structure |
| d | Position des armatures tendue par rapport à la fibre la plus comprimée |
| e | Epaisseur |
| L | Longueur |
| L_r | Longueur de recouvrement |
| l_f | Longueur de flambement |
| I | Rayon de giration |
| λ | Elancement |
| μ_{bu} | Moment ultime réduit |
| ν | Coefficient de poisson |
| σ_{bc} | Contraintes du béton à la compression |
| σ_s | Contraintes de l'acier à la traction |
| φ_t | Diamètre des armatures transversales |
| τ | Contraintes tangentielles de cisaillement |
| η | Coefficient de fissuration |
| l_r | Longueur de recouvrement |

Tableau des symboles et notations

| | |
|----------------|---|
| ξ_{bc} | Raccourcissement relatif de béton |
| ξ_s | Allongement relatif de l'acier tendu |
| γ_b | Coefficient de sécurité de béton |
| γ_s | Coefficient de sécurité de l'acier |
| γ | Poids spécifique déjaugé |
| A | Coefficient de l'accélération de la zone |
| C_T | Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage |
| C_U | La cohésion du sol |
| D | Facture d'amplification dynamique moyenne |
| ELS | Etat limite de service |
| ELU | Etat limite ultime situation courante |
| ELA | Etat limite ultime situation accidentelle |
| F_s | Coefficient de sécurité |
| Q | Facteur de qualité |
| R | Coefficient de comportement global |
| P | Poids du radier |
| N | Charges concentrées appliqués (ELS et ELU) |
| S_{rad} | Surface du radier |
| S_{bat} | Surface total du bâtiment |
| S_t | Espacement des armatures |
| W | Poids propre de la structure |
| W_{Qi} | Poids dû aux charges d'exploitations |
| W_{Gi} | Poids dû aux charges permanentes |
| Z | Bras de levier |
| f | Flèche |
| f_e | Limites d'élasticité |
| h_t | Hauteur total du radier |
| H_N | Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau |
| σ | Contrainte normale |
| φ | L'angle de frottement interne du sol |
| σ_{adm} | Contrainte admissible au niveau de la fondation |
| ξ | Pourcentage d'amortissement critique |
| h_t | La hauteur de la nervure |

Introduction générale

Le GENIE CIVILE est un domaine très vaste, il représente généralement de différentes techniques qui concernent les constructions civiles. Les ingénieurs en génie civile se concentrent le bon déroulement des projets mis en œuvre sur les chantiers sur pour assurer la sécurité du public et procurer tous les besoins de la société, tout en s'occupant de l'exploitation et la conception de ces structures.

Afin d'assurer l'assimilation de toute information acquise durant le cursus universitaire, ce projet de fin d'étude a pour but de saisir les différents éléments pratiques et extérieurs complémentaires aux connaissances acquises lors de la formation, ce qui représente un réel avantage pour l'immersion au milieu professionnel.

L'étude d'un bâtiment en R+9+Deux entresols situé à Seddouk (Bejaia) sera présentée sous forme de schéma précis en cinq chapitres qui définiront l'étude en elle-même.

Après l'exécution d'un pré dimensionnement de la structure choisie, un calcul des éléments secondaires sera effectué tout en mettant l'accent sur ces divers éléments non structuraux. Et pour déterminer le comportement idéal de la structure une étude dynamique est non négligeable, suite à cela un établissement d'étude des éléments structuraux sera nécessaire pour pouvoir prévenir chaque sollicitation de ses derniers.

Finalement, pour éviter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales ; le calcul de l'infrastructure sera indispensable.

En conclusion, ce projet nous permettra d'avoir une vision générale et assez précise des principaux enseignements.

I. Chapitre I

I.1 Introduction

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

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble de douze niveaux (en R+9 + 2 entre sol) destiné à un usage habitation avec commerce et service. Le bâtiment est classé d'après les règles parasismique algériennes « RPA 99 version 2003 » dans le groupe d'usage 2.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), une sismicité moyenne (zone IIa).

I.3 Situation géographique et reconnaissance géologique : (Annexe I)

L'étude de sol a permis la collecte du maximum de renseignement concernant la nature du sol, dans le but d'adapter le projet en conséquence, et aussi de définir le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité/cout.

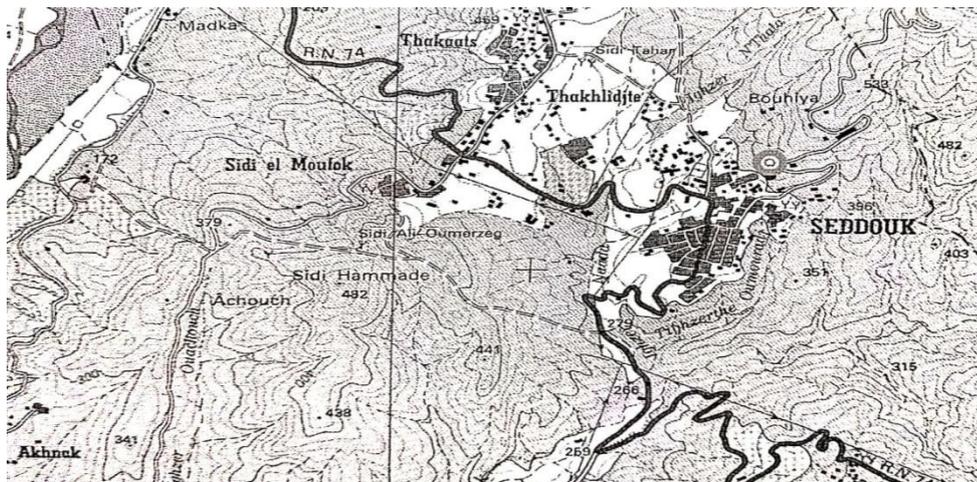


Figure I-1 :-Situation géographique

- **Situation géographique**

Le site de la présente étude se trouve au lieu dit Bouhya, quartier situé sur les hauteurs Nord et Nord-Est de la ville de Seddouk, sur la route reliant Seddouk à la commune de Mcisna.

- **Reconnaissance géologique**

L'assiette choisie pour accueillir cet immeuble est caractérisée par une portance moyenne.

C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), situé dans une cité résidentielle de pente abrupte essentiellement dans sa partie amont, orientée Nord Est- Sud Ouest.

Les sols sont dominés par des schistes argileux moyennement compacts en surface à des schistes marneux très compacts en profondeur.

Des essais pénétrométriques réalisés au pénétromètre dynamique lourd ont été effectués sur toutes les parties du terrain et ont permis d'apprécier une hétérogénéité verticale du terrain vis-à-vis de sa compacité.

A cet effet :

Le taux de travail à adopter au niveau des assises des blocs est estimé à $\sigma_{adm} = 1.50$ bars, à partir de 3m50 et plus de profondeur de la surface du terrain naturel.

- Les caractéristiques mécaniques du sol jusqu'au 7^{ème} mètre sont : $\gamma = 19.2 \text{ KN/m}^3$
 $\phi = 29^\circ$ et $C = 0.41 \text{ bar}$.
- Un système de cuvelage (drainage + étanchéité) est impératif au niveau de l'infra.
- Le site est classé en catégorie S3.
- Aucune substance agressive vis-à-vis du béton n'est constatée.

Description architecturale :

Le bâtiment étudié dont les plans sont donnés en (annexe) présente les caractéristiques suivantes :

- Une longueur de : **20.05m**
- Une largeur de : **28.70 m**
- Une hauteur totale de : **38.42m**
- Une hauteur du RDC de : **4.08m**
- La hauteur des étages courants : **3.06m**
- La hauteur des entresols: **3.4m**

I.4 Caractéristiques des matériaux Aciers-Béton

I.4.1 Béton :

Le béton se compose de granulats (sables et graviers) 'collées' entre eux par un liant hydraulique (ciment) et adjuvant (voir même des additions minérales).

- **Caractéristiques mécaniques du béton :**

Le tableau ci-après donne les résistances caractéristiques de certaines qualités du béton.

Tableau I-1: Les résistances caractéristiques du béton selon le dosage en ciment.

| Qualité du béton | Dosage en ciment Kg/m^3 | Résistance à la compression à 28 jours f_{c28} | Résistance à la traction à 28 jours f_{ct28} |
|------------------|-------------------------------------|--|--|
| Béton courant | 350 | 25 | 2,1 |

- Contrainte limite à la compression CBA93 (ArtA.4.3.4) :

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

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

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

- $\theta=0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta=0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures
- **Diagramme Contrainte-Déformation:**

La figure suivante représente les diagrammes Contraintes-Déformations du béton, tout en sachant qu'on utilise dans les calculs celui du parabole-rectangle, et dans le cas où la section est entièrement comprimée on opte pour le diagramme simplifié ou dit 'rectangulaire'.

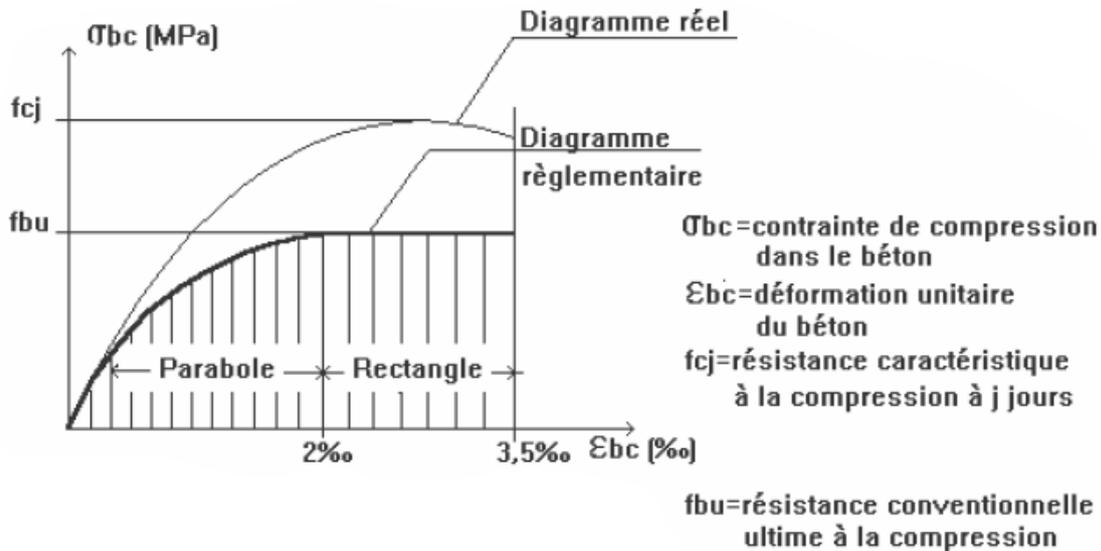


Figure I-2: Diagramme contrainte-déformation du béton.

Quant aux modules des déformations longitudinales (E) et transversales (G) ils sont obtenus par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{sous charge instantanée (<24h).}$$

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{sous charge de longue durée (>24h).}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad E = 3.21 \cdot 10^4 \text{ MPa} \quad \text{pour les vérifications courantes.}$$

$$G \begin{cases} 0.5E \text{ à l'ELU } & \nu=0 \\ 0.416E \text{ à l'ELS } & \nu=0.2. \end{cases}$$

Remarque :

Les contraintes à l'ELS sont déterminées selon le BAEL.

I.4.2 - Aciers :

Les aciers sont connus pour leurs fortes résistances à la traction ainsi que la bonne adhérence avec le béton (ce derniers résiste mal à la traction), c'est pourquoi il est indispensable de lui ajouter des barres d'acier afin d'équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression.

• **Caractéristiques mécaniques de l'acier:**

Le tableau ci-après donne les résistances caractéristiques de certaines nuances d'aciers de haute adhérence les plus utilisés dans la construction.

Tableau I-2: Les résistances caractéristiques de certains types d'aciers.

| Acier de haute adhérence | Nuance | Fe (MPa) |
|--------------------------|---------|----------|
| | Fe E400 | 400 |
| Treillis soudé | TLE400 | 400 |

- Contraintes limites σ_s :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tel-que } \gamma_s = 1.15 \dots \text{ Cas général}$$

1..... Cas accidentel

Les contraintes à l'ELS sont déterminées à partir du danger présenté par la fissuration c à d :

$$\sigma_{adm} \begin{cases} \text{FPN (fissuration peu nuisible)} \longrightarrow \text{pas de vérification à faire l'ELU suffit.} \\ \text{FN (fissuration nuisible)} \longrightarrow \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f t j} \right) \\ \text{FTN (fissuration très nuisible)} \longrightarrow \min (0.5 f_e; 30 \sqrt{\eta f t j}). \end{cases}$$

I.5 - Règlements et normes utilisées :

- BAEL 91 modifié 99 : règles technique de conception et de calcul des éléments et structures aux états limites.
- CBA93: règles de conception et de calcul des structures en BA permet de spécifier les principes et les méthodes qui servent à la conception aux calculs des vérifications des structures et ouvrage en BA, il s'applique aux bâtiments courants.
- RPA 99 modifié 2003: Le Règlement Parasismique Algérien est l'un des documents les plus strict que les ingénieurs sont tenus de respecter, il fut modifié en 2003 suite au séisme de BOUMERDAS qui a révéler certaines anomalies de la version qui l'a précédée.
- DTR charges et surcharges : Ce Document Technique Réglementaire est un recueil de l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation à prendre en considération lors du calcul des différents ouvrages.

I.6 - Combinaisons d'actions:

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{matrix} \text{-Situation durable} & \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. & \text{-Situation accidentelle} & \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \end{matrix}$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : L'action du séisme.

| | |
|--|---|
| Figure 1-1 :-Situation géographique..... | 1 |
| Figure 1-2: Diagramme contrainte-déformation du béton..... | 3 |

II. CHAPITRE II

II.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments du bâtiment ainsi que l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escaliers, acrotère et chainages) suivant l'approche suivante :

- Evaluation des charges sur l'élément considéré.
- Modélisation du schéma statique représentatif du système réel.
- Calcul des sollicitations les plus défavorables.
- Détermination des armatures et vérifications nécessaires.

Les résultats obtenus dans le pré-dimensionnement des éléments ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement final.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments principaux:

II.2.1 Les poutres:

Leurs hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

BAEL : condition de déformations $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

En supposant forfaitairement une largeur de poteau de 30 cm.

Poutres principales :

$L_{max} = 570 - 30 = 540\text{cm} \longrightarrow 36 \leq h \leq 54$

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

b : choisi forfaitairement

Poutres secondaires:

$L_{max} = 470 - 30 = 440\text{cm} \longrightarrow 29,33 \leq h \leq 44$

On prend: $h = 35\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

Poutres de chainages :

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour reprendre le poids des cloisons.

❖ Condition de la flèche

$L_{max} = 460\text{cm} \longrightarrow 30,66 \leq h \leq 46$

On prend: $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

❖ Vérifications selon RPA 99:

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h > 30\text{cm} \\ b > 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{ZONE IIa}$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres (principales) dans le sens x-x : $b \times h = (30 \times 40)\text{ cm}^2$.

Poutres (secondaires) dans le sens y-y : $b \times h = (30 \times 35)\text{ cm}^2$.

II.2.2 Les voiles:

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre du voile (h_v) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_v : Hauteur libre du voile.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

- $e > 15 \text{ cm}$ (1).
- $e > \frac{h_v}{20}$ (*voiles simple*)..... (2).
- $L > 4 e$(3).

Pour les **E.S**, On a $h_v = 340 - 35 = 305 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{305}{22} \quad e \geq 13.86 \text{ cm} \quad \text{On opte : } e = 20 \text{ cm}$$

Pour le **RDC**, On a $h_v = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{373}{22} \quad e \geq 16.95 \text{ cm} \quad \text{On opte : } e = 20 \text{ cm}$$

Pour les **E.C**, On a $h_v = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{271}{22} \quad e \geq 12.32 \text{ cm} \quad \text{On opte : } e = 15 \text{ cm}$$

II.3 Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1 Les planchers :

II.3.1.1 Planchers à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots \text{CBA 93(Art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec:

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

h_{cc} : Hauteur de la dalle de compression.

h_{dc} : Hauteur de l'hourdis (corps creux).

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

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m

$$L_{max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h \geq \frac{430}{22,5} \quad \Rightarrow \quad h \geq 19,11 \text{ cm}$$

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

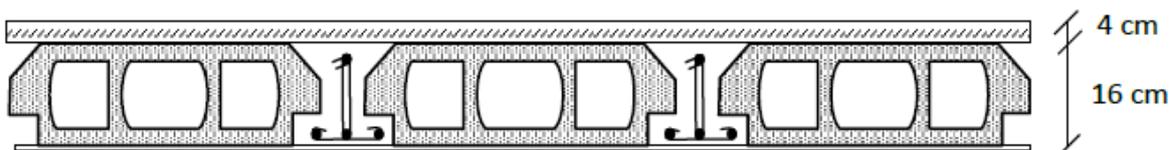


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Disposition des poutrelles (ANNEXE 2)

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

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

Pré dimensionnement des poutrelles :

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

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

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

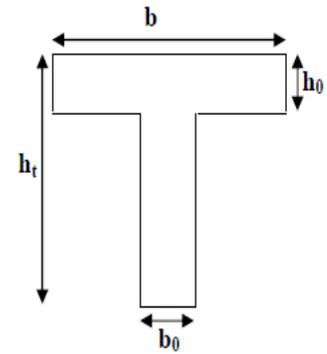


Figure II-2: Coupe transversale des poutrelles

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

Avec :

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

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

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}; L_y^{min} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min(26.5; 31) \text{ cm}$$

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

II.3.1.2 Les dalles pleines:

Pré dimensionnement

Leurs pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

❖ **Critère de résistance a la flexion : (CBA93)**

- Dalle reposant sur un seul ou deux appuis // . $\rightarrow e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur 2 appuis \perp ou 3 ou 4 appuis avec $\rho \geq 0,4$. $\rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- Dalle reposant sur 2 appuis \perp ou 3 ou 4 appuis avec $\rho < 0,4$. $\rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

❖ **Critère de coupe feu:**

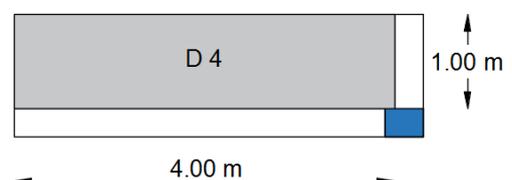
- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu;
- $e \geq 17.5 \text{ cm}$ quatre pour heures de coupe-feu.

Types de dalles pleines :

Dalle sur deux appuis (D4):

$$L_x=1,00 \text{ m et } L_y= 4,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{4,00} = 0,25 < 0,4$$



$$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \Rightarrow 2,86 \leq e \leq 3,33 \text{ (cm)}$$

on aura: $e = 3 \text{ cm}$

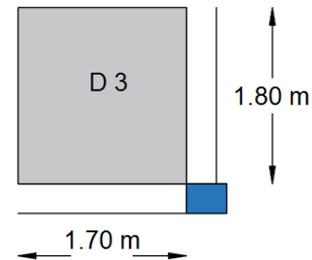
Dalle sur deux appuis (D3):

$L_x=1,70 \text{ m}$ et $L_y= 1,80 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{1,80} = 0,94 > 0,4$$

$$\frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3,78 \leq e \leq 4,25 \text{ (cm)}$$

On aura: $e = 4 \text{ cm}$



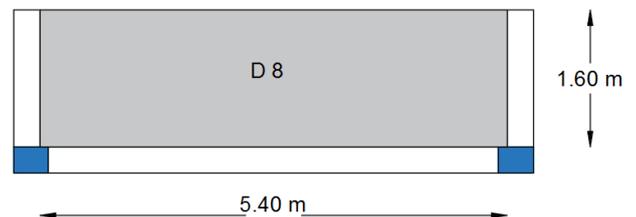
Dalle sur Trois appuis (D8):

$L_x=1,60 \text{ m}$ et $L_y= 5,40 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{5,40} = 0,3 < 0,4$$

$$\frac{160}{35} \leq e \leq \frac{160}{30} \Rightarrow 4,57 \leq e \leq 5,33 \text{ cm}$$

On aura: $e = 5 \text{ cm}$



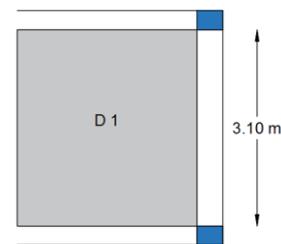
Dalle sur Trois appuis (D1):

$L_x=2,80 \text{ m}$ et $L_y= 3,10 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,80}{3,10} = 0,90 > 0,4$$

$$\frac{280}{45} \leq e \leq \frac{280}{40} \Rightarrow 6,22 \leq e \leq 7 \text{ cm}$$

on aura: $e = 7 \text{ cm}$



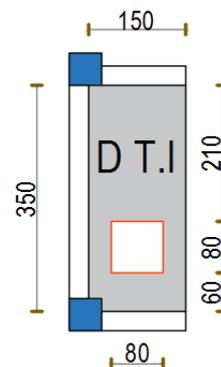
Dalle sur trois appuis (D T.I):

$L_x=1,50 \text{ m}$ et $L_y= 3,50 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{3,50} = 0,43 > 0,4$$

$$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3,33 \leq e \leq 3,75 \text{ cm}$$

On aura: $e = 3,5 \text{ cm}$



Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. Pour deux heures de coupe-feu, on opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons l'épaisseur $e=12 \text{ cm}$.

Remarque

- La dalle 1 se situe au 1er entre-sol.
- La dalle 2,3,4 se situent du 1er entre-sol au 9eme étage.
- La dalle 5 se situe du 1er entre-sol au 4eme étage.

- La dalle 6, 7, 8, 9 se situent du RDC au 5eme étage.
- La dalle 10, 11 se situent du RDC au 9eme étage.
- La dalle 12,13,14,15 se situent au 6eme étage.
- La dalle T.I se situe au terrasse inaccessible.

II.3.2 Les escaliers:

Le projet présente trois types d'escalier en béton armé coulé sur place :
 " Un escalier à 2 volées avec 2 paliers, un escalier balancé, un escalier droit".

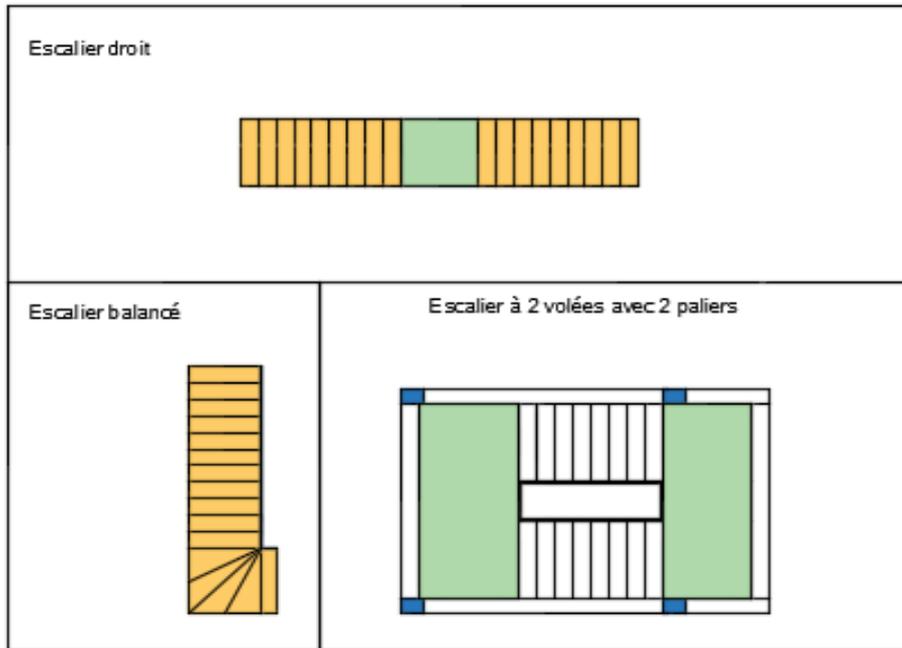


Figure II-3: Types d'escaliers

L'étude sera menée pour un seul type (escalier a 2 volées avec 2 paliers).
 Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL**:

$$60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ (cm)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec} \\ h = \frac{H_0}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} n : \text{nombre de contre marche.} \\ H_0 : \text{Hauteur de la volée.} \\ L_0 : \text{Longueur projetée de la volée.} \\ n-1 : \text{nombre de contre marche} \end{array}$$

Si $2h + g = 64 \text{ (cm)}$

n : est la solution de l'équation : $64n^2 - (L_0 + 2H_0 + 64)n + 2H_0 = 0$

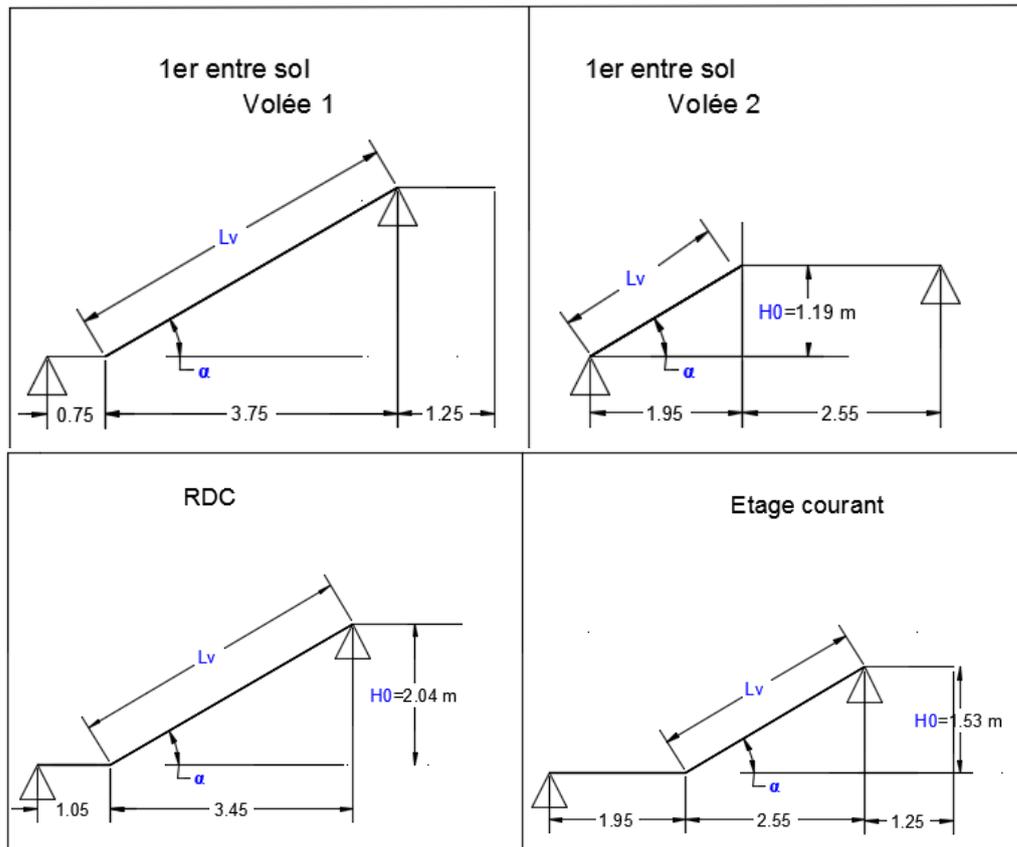


Figure II-4: Schémas statique de l'escalier

L'épaisseur est obtenue par la relation suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Avec:

$$L = Lp_1 + L_v$$

Lv: la longueur de la volée.

Pour 2 heures de coupe feu $e \geq 11$ cm

Tableau II-1 : pré dimensionnement des volées et paliers des différents niveaux

| Position | | H_0 (cm) | L_0 (cm) | L_v (cm) | n | g (cm) | H (cm) | α (°) | L (cm) | $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ (cm) | e (cm) |
|-------------------|---------|---------------|---------------|---------------|----|-----------|-----------|-----------------|-----------|---|-----------|
| 1er entre sol | Volée 1 | 221 | 375 | 435.28 | 13 | 30 | 17 | 30.51 | 510.27 | $17.01 \leq e \leq 25.51$ | 18 |
| | Volée 2 | 119 | 195 | 228.44 | 7 | 30 | 17 | 31.39 | 483.44 | $16.11 \leq e \leq 24.17$ | 18 |
| RDC | Volée 1 | 204 | 345 | 400.8 | 12 | 30 | 17 | 30.6 | 505.8 | $16.86 \leq e \leq 25.29$ | 18 |
| Etages courant | Volée 1 | 153 | 255 | 281.4 | 9 | 30 | 17 | 25.02 | 476.4 | $15,88 \leq e \leq 23.82$ | 16 |

II.3.3 L'acrotère :

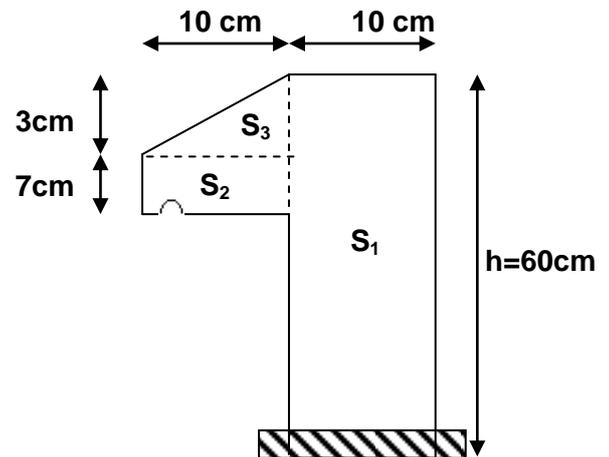
Définition :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

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.

Hypothèse de calcul

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



Evaluation des charges et surcharges

Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on a :

La surface $S = 685\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$

Les revêtements : $G_{rev} = 0.27\text{ KN}$

Poids propre : $G_t = 1.98\text{ kn}$

La charge due à la main courante : $Q = 1\text{KN}$

✓ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99]

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

G_t : poids de l'élément considéré.

✓ **Pour notre cas** : - Groupe d'usage 2. \Rightarrow - $A=0.15$, $C_p=0.8$, $W_p = G_t = 1.98\text{ kn}$
- Zone II_a (BEJAIA)

II.4 Évaluation des charges :

Tableau II-2 : charge permanente et d'exploitation corps creux (E.C).

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) | |
|----|------------------|------------------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 | |
| 4 | Cloisons | / | / | 1 | |
| 5 | Corps creux | / | 0.2 | 2.85 | |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 | |
| | | | | G | 5.28KN/m² |
| | | | | Q | 1.5KN/m² |

Tableau II-3 : La charge permanente et d'exploitation des dalles pleines (E.C).

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) | |
|----|------------------|------------------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 | |
| 5 | Dalle pleine | 25 | 0.12 | 3 | |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 | |
| | | | | G | 4.43KN/m² |
| | | | | Q | 1.5KN/m² |

Tableau II-4: La charge permanente et d'exploitation du corps creux (terrasse accessible).

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) | |
|----|------------------------|------------------------------------|---------------|----------------------------|----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 | |
| 4 | Cloisons | / | / | 1 | |
| 5 | Corps creux | / | 0.16+0.04 | 2.85 | |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 | |
| 7 | Étanchéité multicouche | 6 | 0.02 | 0.12 | |
| | | | | G | 5.4KN/m² |
| | | | | Q | 1.5KN/m² |

Tableau II-5: La charge permanente d'exploitation des dalles pleines (terrasse accessible plan terrasse).

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) | |
|----|------------------|------------------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|
| 1 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.4 | |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 | |
| 4 | Cloison | / | / | 1 | |
| 5 | Dalle pleine | 25 | 0.12 | 3 | |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 | |
| | | | | G | 5.55KN/m² |
| | | | | Q | 1.5KN/m² |

Tableau II-6: La charge permanente et d'exploitation corps creux (terrasse inaccessible).

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) | |
|----|-------------------------|------------------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|
| 1 | Protection gravillons | 20 | 0.04 | 0.8 | |
| 2 | Etanchéité multicouches | 6 | 0.02 | 0.12 | |
| 3 | Forme de pente | 22 | 0.1 | 2.2 | |
| 4 | Corps creux | / | 0.16+0.04 | 2.85 | |
| 5 | Isolation thermique | 0.25 | 0.04 | 0.01 | |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 | |
| | | | | G | 6.25KN/m² |
| | | | | Q | 1KN/m² |

Tableau II-7: La charge permanente et d'exploitation dalle pleine (terrasse inaccessible).

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) | Poids (KN/m ²) |
|----|------------|------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Protection | 20 | 0.04 | 0.8 |

| | | | | |
|---|-------------------------|------|-------|----------------------|
| | gravillons | | | |
| 2 | Etanchéité multicouches | 6 | 0.02 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 22 | 0.1 | 2.2 |
| 4 | Dalle pleine | 25 | 0.12 | 3 |
| 5 | Isolation thermique | 0.25 | 0.04 | 0.01 |
| 6 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.27 |
| | | | G | 6.4KN/m ² |
| | | | Q | 1KN/m ² |

Tableau II-8: La charge permanente et d'exploitation des volées.

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) | 1 ^{er} entre sol | | RDC | E.C | |
|----|-------------------|------------------------------------|----------------------------|---------------------------|--------|------|------|------|
| | | | | Volée1 | Volée2 | | | |
| 1 | Dalle pleine | 25 | $e/\cos\alpha$ | 5.22 | 5.27 | 5.23 | 4.41 | |
| 2 | carrelage | horizontal | 0.02 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | |
| | | vertical | 0.02h/g | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | |
| 3 | Mortier de pose | horizontal | 0.02 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | |
| | | vertical | 0.02h/g | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | |
| 4 | Enduit de ciment | 18 | $\frac{0.015}{\cos\alpha}$ | 0.31 | 0.32 | 0.31 | 0.3 | |
| 5 | Poids des marches | 22 | $h/2$ | 1.87 | 1.87 | 1.87 | 1.87 | |
| 6 | Garde de corps | / | / | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | |
| | | | | G | 9.26 | 9.32 | 9.26 | 8.44 |
| | | | | Q | 2.5 | | | |

Tableau II-9: La charge permanente et d'exploitation des paliers

| N° | Couches | Poids volumiques KN/m ³ | Epaisseur (m) 1 ^{er} entre sol | Epaisseur (m) RDC et E.C | Poids 1 ^{er} entre sol et RDC | Poids E.C | |
|----|------------------|------------------------------------|---|--------------------------|--|-----------|------|
| 1 | Dalle pleine | 25 | 0.18 | 0.16 | 4.5 | 4 | |
| 2 | Carrelage | 20 | 0.02 | 0.02 | 0.4 | 0.4 | |
| 3 | Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.02 | 0.4 | 0.4 | |
| 4 | Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.02 | 0.36 | 0.36 | |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0.015 | 0.015 | 0.27 | 0.27 | |
| | | | | | G | 5.93 | 5.43 |
| | | | | | Q | 2.5 | |

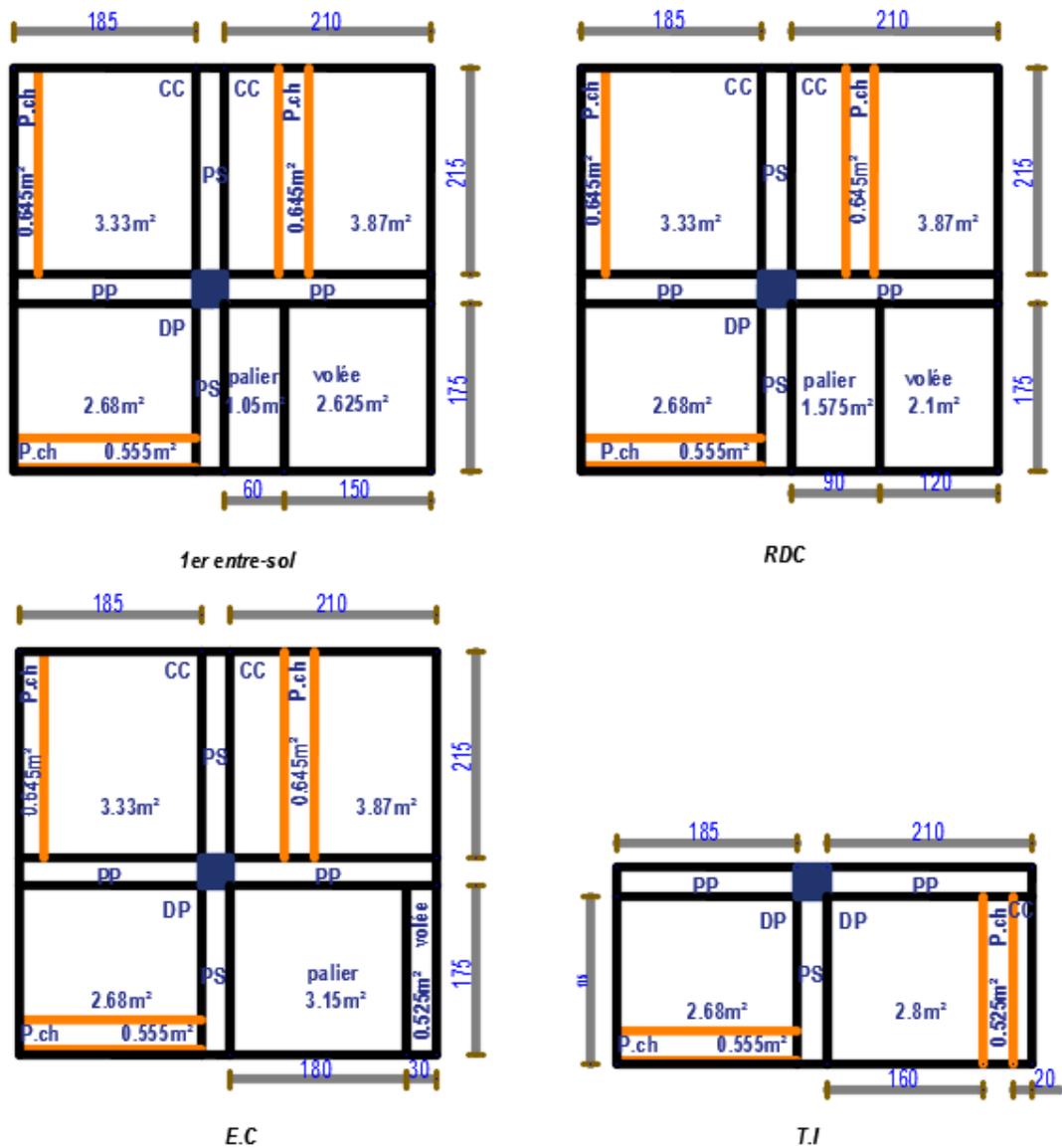
Tableau II-10 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

| Désignation des éléments | Epaisseur 'e'(m) | Poids 'G' (KN/m ²) |
|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| Enduit de plâtre | 0.015 | 0.15 |
| Briques creuses | 0.15 | 1.35 |
| Lame d'air | 0.05 | 0.00 |
| Briques creuses | 0.10 | 0.90 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 0.4 |
| Total charges permanentes | G = 2.80 kn/m² | |

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

- **Descente de charge :**

Figure II-5: Surfaces afférentes Poteau C4



II.5.1 La loi de dégression des charges d’exploitation :

Chaque plancher d’un immeuble est calculé pour la charge d’exploitation maximale qu’il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d’une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d’exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

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

On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes :

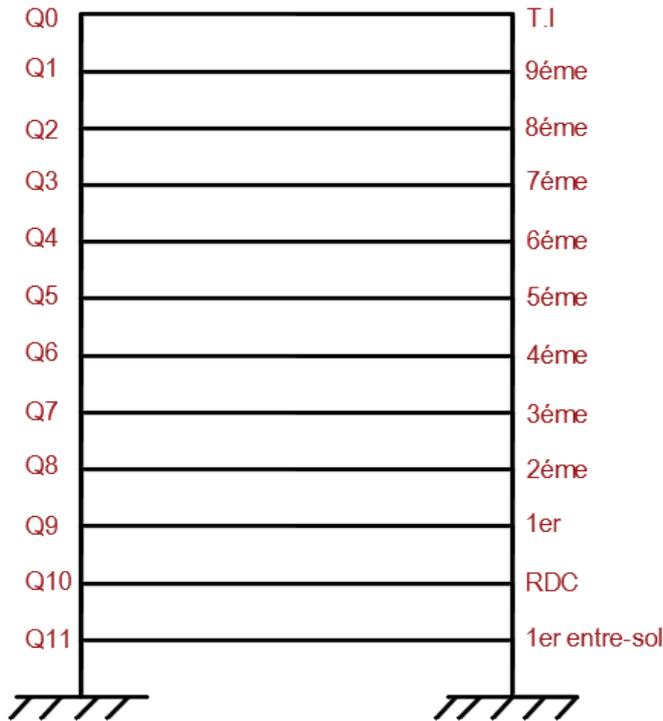


Figure II-6: Dégression des charges d'exploitation

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

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 $n \geq 5$

Charge d'exploitation :
 (1^{er} entre-sol + RDC + E.C)
 $Q = 1.5 \times [11.725 + 0.3(2.1 + 1.85 + 2.15 + 1.75)] + 2.5 \times 3.675$
 $Q = 30.31 \text{ KN}$
 (T.I)
 $Q = (6.56 + 0.3(1.75 + 2.1 + 1.85))$
 $Q = 8.27 \text{ KN}$

Tableau II-11 : Descente de charge du poteau C4.

| NIVEAUX | ELEMENTS | G(KN) | Q(KN) |
|--|---------------------------------|---------------|-------|
| T.I | Planchers (DP+CC) | 36.86 | 8.27 |
| | Poutres (PP+PS) | 16.44 | |
| | Poutres de chaînage | 9.45 | |
| | | 62.75 | |
| T.A (9^{ème}) 40×35 | Planchers (DP+CC) | 53.75 | 30.31 |
| | Poteaux | 10.71 | |
| | Paliers+ Volées | 21.531 | |
| | Poutre de chaînage (S3) | 15.09 | |
| | Poutres (PP+PS) | 22.09 | |
| | 185.921 | 38.58 | |
| (8^{ème}) 40×35 | Planchers (DP+CC) | 52.566 | 30.31 |
| | Poteaux | 10.71 | |
| | Paliers+ Volées | 21.531 | |
| | Poutres de chaînages (S1+S2+S3) | 15.09 | |
| | Poutres (PP+PS) | 22.09 | |
| | 307.908 | 65.859 | |
| (7^{ème}) 40×40 | Planchers (DP+CC) | 52.566 | 30.31 |
| | Poteaux | 12.24 | |
| | Paliers+ Volées | 21.531 | |
| | Poutres de chaînages (S1+S2+S3) | 15.09 | |
| | Poutres (PP+PS) | 22.09 | |

| | | | |
|------------------------------------|---|---|----------------|
| | | 431.425 | 90.107 |
| (6^{ème}) 40×40 | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages (S1+S2+S3) Poutres (PP+PS) | 52.566 12.24 21.531 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 554.942 | 111.324 |
| (5^{ème}) 45×45 | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages (S1+S2+S3) Poutres (PP+PS) | 52.566 15.49 21.531 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 681.942 | 129.51 |
| (4^{ème}) 45×45 | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages (S1+S2+S3) Poutres (PP+PS) | 52.566 15.49 21.531 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 808.709 | 144.665 |
| (3^{ème}) 50×45 | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages (S1+S2+S3) Poutres (PP+PS) | 52.566 17.21 21.531 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 937.196 | 158.91 |
| (2^{ème}) 50×45 | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages Poutres (PP+PS) | 52.566 17.21 21.531 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 1065.683 | 174.975 |
| (1^{er}) 50×45 | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages (S1+S2+S3) Poutres (PP+PS) | 52.566 17.21 21.531 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 1194.17 | 191.04 |
| RDC 50×50 | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages (S1+S2+S3) Poutres (PP+PS) | 52.566 25.5 28.786 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 1338.202 | 205.285 |
| 1^{er} ENTRE-SOL | Planchers (DP+CC) Poteaux Paliers+ Volées Poutres de chainages (S1+S2+S3) Poutres (PP+PS) | 52.566 21.5 30.54 15.09 22.09 | 30.31 |
| | | 1479.988 | 218.32 |

II.5.2 Les vérifications nécessaires :

- **Vérification du poteau du 1^{er} entresol:**
- **L'effort normal ultime**

$$Nu = 1.35 \times 1479.988 + 1.5 \times 218.32 \quad \Longleftrightarrow \quad Nu = 2325.46 \text{ KN}$$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort Nu 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.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu ne sera pas majoré

- **Vérification a la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec B : section du béton}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}} \quad \Longleftrightarrow \quad B \geq \frac{2325.46 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.5 \times 0.5 \quad \Longleftrightarrow \quad B = 0.25 \text{ m}^2$$

$$B = 0.25 \text{ m}^2 > 0.16 \text{ m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au flambement**

$$Nu \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{CBA article B.8.2.1})$$

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \Longleftrightarrow \quad 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \Longleftrightarrow \quad 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.4 - 0.4) \quad l_f = 2.1 \text{ m}$$

$$B = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I = 5.21 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.1}{0.144} = 14.58 < 50 \implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.58}{35}\right)^2} \implies \alpha = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$As \geq 0.8\% \times Br \implies$ On prend $As = 1\% \times Br$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad Br \geq \frac{2325.46 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \quad Br \geq 0.129 \text{ m}^2$$

Or nous avons : $Br = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4}$

$Br = 0.2304 \text{ m}^2 > 0.129 \text{ m}^2 \implies$ Donc le poteau ne risque pas de flamber.

➤ **Vérification des autres poteaux**

• **Vérification à la compression simple**

Tableau II-12: Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

| ETAGES | Nu* | Comparaison $B \geq B^{CAL}$ | | Observation |
|---------------------------|---------|------------------------------|------------------------------------|-------------|
| | | B(m ²) | B ^{CAL} (m ²) | |
| T.I | 97.12 | 0.14 | 6.83×10^{-3} | Vérifiée |
| T.A (9 ^{ème}) | 308.86 | 0.14 | 0.02 | Vérifiée |
| (8 ^{ème}) | 514.46 | 0.14 | 0.04 | Vérifiée |
| (7 ^{ème}) | 717.58 | 0.16 | 0.05 | Vérifiée |
| (6 ^{ème}) | 916.16 | 0.16 | 0.06 | Vérifiée |
| (5 ^{ème}) | 1114.89 | 0.2025 | 0.07 | Vérifiée |
| (4 ^{ème}) | 1308.75 | 0.2025 | 0.09 | Vérifiée |
| (3 ^{ème}) | 1503.58 | 0.225 | 0.105 | Vérifiée |
| (2 ^{ème}) | 1701.13 | 0.225 | 0.12 | Vérifiée |
| (1 ^{er}) | 1898.69 | 0.225 | 0.13 | Vérifiée |
| RDC | 2114.5 | 0.25 | 0.15 | Vérifiée |
| 1 ^{er} ENTRE-SOL | 2325.46 | 0.25 | 0.16 | Vérifiée |

• **Vérification au flambement**

Tableau II-13: Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

| ETAGES | Nu* | i (m) | λ | α | Comparaison $B \geq B^{CAL}$ | | Observation |
|-------------------------|---------|-------|-----------|----------|------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| | | | | | B(m ²) | Br ^{CAL} (m ²) | |
| T.I | 97.12 | 0.101 | 18.44 | 0.805 | 0.14 | 6.83×10^{-3} | Vérifiée |
| T.A (9 ^{ème}) | 308.86 | | | | | 0.02 | |
| (8 ^{ème}) | 514.46 | | | | | 0.04 | |
| (7 ^{ème}) | 717.58 | 0.115 | 16.19 | 0.815 | 0.16 | 0.05 | Vérifiée |
| (6 ^{ème}) | 916.16 | | | | | 0.06 | |
| (5 ^{ème}) | 1114.89 | 0.13 | 14.32 | 0.822 | 0.2025 | 0.07 | Vérifiée |
| (4 ^{ème}) | 1308.75 | | | | | 0.09 | |

| | | | | | | | |
|------------------------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| (3 ^{ème}) | 1503.58 | 0.13 | 14.32 | 0.822 | 0.225 | 0.105 | Vérifiée |
| (2 ^{ème}) | 1701.13 | | | | | 0.12 | |
| (1 ^{er}) | 1898.69 | | | | | 0.13 | |
| RDC | 2114.5 | 0.144 | 17.89 | 0.807 | 0.25 | 0.15 | Vérifiée |
| 1 ^{er} ENTRE-SOL | 2325.46 | 0.144 | 14.58 | 0.82 | 0.25 | 0.16 | |

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

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

$\min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

$\min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposé.

II.6 Étude des planchers :

II.6.1 Étude des poutrelles :

➤ **Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

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

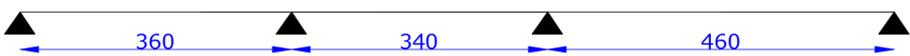
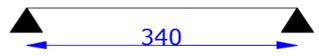
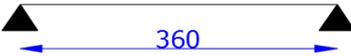
Remarque

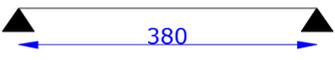
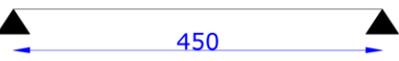
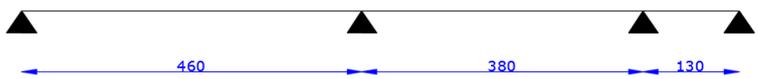
Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

II.6.1.1 Types de poutrelles

On distingue les types de poutrelles représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-14: Types de poutrelles.

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

| | |
|---------|--|
| Type 5 |  |
| Type 6 |  |
| Type 7 |  |
| Type 8 |  |
| Type 9 |  |
| Type 10 |  |

II.6.1.2 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

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

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

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant:

Tableau II-15 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

| Types de poutrelles | Conditions d'application de la méthode forfaitaire | Cause | Méthode adoptée |
|-------------------------|--|---|---------------------------|
| Type 3 et 4 | Vérifiées | $Q^{max} = 5KN/m^2 \leq \min(5KN/m^2; 2G)$ $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$ F.P.N I = Constant | Méthode forfaitaire |
| Type 1,8 et 10 | Non vérifiées | $\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$ | Méthode de Caquot minorée |
| Type 3, 4, 5, 6, 7 et 9 | / | Poutrelle isostatique | Méthode de la RDM |

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type2 du plancher habitation et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 1).

II.6.1.3 Calcul des sollicitations dans la poutrelle

Exemple d'application de la méthode forfaitaire (Type 2)

➤ Schéma statique

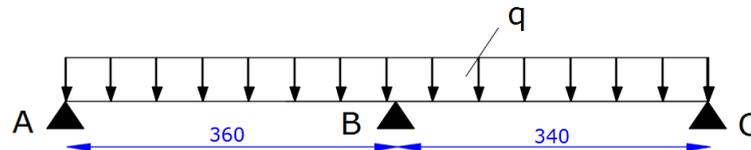


Schéma statique de la poutrelle

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

Tableau II-16: Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

| Désignation | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | l ₀ (m) | Charge revenant sur le plancher (KN/m ²) | | Charge revenant sur la poutrelle (KN/m) |
|-------------|------------------------|------------------------|--------------------|--|---------------------------------------|---|
| Plancher | 05,28 | 1,5 | 0,65 | ELU | $P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,378$ | $q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,096$ |
| | | | | ELS | $P_s = G + Q$ $P_s = 6,780$ | $q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,407$ |

➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

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

Calcul des moments

✓ Moments isostatiques

$$\text{On a } M_0 = \frac{ql^2}{8} \longrightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 9,875 \text{ KN.m.} \\ \text{ELS: } M_0 = 7,139 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

✓ appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -0,6M_0 \longrightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = -5,925 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = -4,283 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (Art 7.10/a) , nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal: $M_a^{rive} = -0,15M_0$

Avec: $M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$

Donc: ELU: $M_u^{rive} = -0,15 * 9,875 = -1,481 \text{ KN.m}$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes:

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max\{[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_0\} \dots\dots\dots(1).$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots(\text{travée de rive}) \dots\dots\dots(2).$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,28 + 1,5} = 0,221$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) = 1,07 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,07M_0 - 0,3M_0 \dots\dots\dots(1). \\ M_t \geq 0,633M_0 \dots\dots\dots(2). \end{array} \right.$$

$$\text{D'ou, } M_t = 0,77M_0 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_t^u = 7,604 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 5,497 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

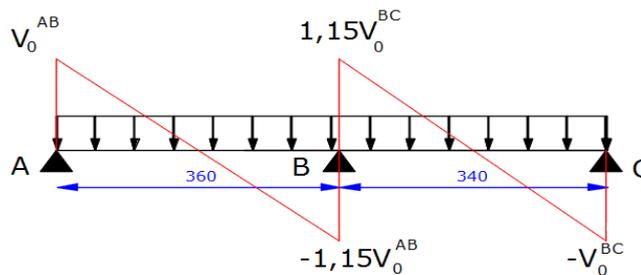


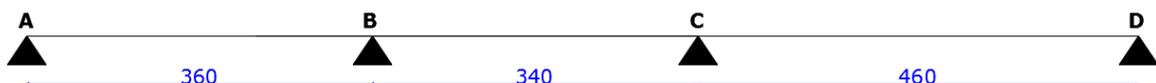
Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a $V_0 = \frac{ql}{2}$: Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_A = 10,973 \text{ KN} \\ V_B = -12,619 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} V_B = 11,918 \text{ KN} \\ V_C = -10,363 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Exemple d'application de la méthode de Caquot minorée (Type 1)

Evaluation du chargement



$$G = 5,28 \text{ KN/m}^2 \implies G' = \frac{2}{3} G = 3,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q)l_0 = (1,35 \times 5,28 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 \implies q_u = 6,0957 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q)l_0 = (5,28 + 1,5) \times 0,65 \implies q_s = 4,407 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q_u' = (1,35G' + 1,5Q)l_0 = (1,35 \times 3,52 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 \implies q_u' = 4,55 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s' = (G' + Q)l_0 = (3,52 + 1,5) \times 0,65 \implies q_s' = 3,263 \text{ KN/m}$$

- **Moments aux appuis**

Appuis de rive

$M_A=M_D=0$ le BAEL exige des aciers de fissurations au niveau des appuis de rive

$$M_A=M_D=-0.15M_0$$

$$\text{ELU : } M_A^U=M_D^U=-0.15 \times 6.0957 \times \frac{4.6^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_A^U=M_D^U=-2.42 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A^S=M_D^S=-0.15 \times 4.407 \times \frac{4.6^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_A^S=M_D^S=-1.75 \text{KN.m}$$

Appuis intermédiaires

Appui B :

$$\left\{ \begin{array}{l} l'_g=l=3.6 \text{ (T.R)} \\ l'_d=0.8 \times 3.4=2.72 \text{ (T.I)} \Rightarrow M_B = -\frac{qg \times l_g^3 + qd \times l_d^3}{8.5(l'_g+l'_d)} \\ qg=qd=q \end{array} \right.$$

$$\text{ELU : } M_B^U = -5.66 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_B^S = -4.06 \text{KN.m}$$

Appui C :

$$\left\{ \begin{array}{l} l'_d=l=4.6 \text{ (T.R)} \\ l'_g=0.8 \times 3.4=2.72 \text{ (T.I)} \Rightarrow M_C = -\frac{qg \times l_g^3 + qd \times l_d^3}{8.5(l'_g+l'_d)} \\ qg=qd=q \end{array} \right.$$

$$\text{ELU : } M_C^U = -8.59 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_C^S = -6.16 \text{KN.m}$$

- **Moments en travées**

$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1-\frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$ avec $M_0(x)$: moment max dans une travée considérée isostatique.

$$M_0(x) = \frac{qx}{2} (L-x)$$

$$M_t(x) = \frac{qx}{2} (L-x) + M_g(1-\frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l})$$

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

Travée AB :

$$x_0 = 1.542 \text{m} \quad \text{et} \quad M_t^{max} = M(x_0=1.542)$$

$$\text{ELU : } M_t^{AB} = 7.25 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{AB} = 5.25 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$x_0 = 1.548 \text{m} \quad \text{et} \quad M_t^{max} = M(x_0=1.548)$$

$$\text{ELU : } M_t^{BC} = 1.74 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{BC} = 1.3 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$x_0 = 2.606 \text{m} \quad \text{et} \quad M_t^{max} = M(x_0=2.606)$$

$$\text{ELU : } M_t^{CD} = 12.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t^{CD} = 8.78 \text{ KN.m}$$

• **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V_i = V_0 - \frac{Mg - Md}{l} \quad V_0 : \text{effort tranchant isostatique} = \pm \frac{ql}{2}$$

Travée AB :

$$V_A = + \frac{q_u l_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_1} = + \frac{6.0957 \times 3.6}{2} - \frac{5.66}{3.6} = 9.4 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{q_u l_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_1} = - \frac{6.0957 \times 3.6}{2} - \frac{5.66}{3.6} = -12.544 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = + \frac{q_u l_2}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_2} = + \frac{6.0957 \times 3.6}{2} - \frac{-5.66 + 8.59}{3.4} = 10,11 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{q_u l_2}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_2} = - \frac{6.0957 \times 3.4}{2} - \frac{-5.66 + 8.59}{3.4} = -11,22 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = + \frac{q_u l_3}{2} - \frac{M_C - M_D}{l_3} = + \frac{6.0957 \times 4.6}{2} - \frac{8.59}{4.6} = 15,88 \text{ KN}$$

$$V_D = - \frac{q_u l_3}{2} - \frac{M_C - M_D}{l_3} = - \frac{6.0957 \times 4.6}{2} - \frac{8.59}{4.6} = -12,15 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau II-17: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 2 .

| Type | ELU | | | | ELS | | |
|-------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| Type2 | -1,481 | -5,925 | 7,604 | -12,619 | -1,071 | -4,283 | 5,497 |

Tableau II-18: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'entre sol 1.

| Types | ELU | | | | ELS | | |
|------------------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| Type1 (commerce) | -3,159 | -15,035 | 18,193 | 25,137 | -2,197 | -10,455 | 12,833 |
| Type1 (crèche) | -2,42 | -8,59 | 12,11 | -15,88 | -1,75 | -6,16 | 8,78 |
| Type 2 | -1,481 | -5,925 | 7,604 | -12,619 | -1,071 | -4,283 | 5,497 |
| Type 4 | -1,481 | / | 9,876 | 10,973 | -1,071 | / | 7,139 |
| Type 6 | -2,315 | / | 15,431 | 13,716 | -1,673 | / | 11,155 |
| Type 7 | -2,419 | / | 16,124 | 14,021 | -1,748 | / | 9.51 |
| Max (commerce) | -3,159 | -15,035 | 18,193 | 25,137 | -2,197 | -10,455 | 12,833 |
| Max (crèche) | -2.42 | -8.59 | 16.124 | -15.88 | -1.75 | -6.16 | 11.15511 |

Tableau II-19: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC a l'étage5.

| Types | ELU | | | | ELS | | |
|--------------------------------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| Type1 | -2,42 | -8,59 | 12,11 | -15,88 | -1.75 | -6,16 | 8,78 |
| Type 2 | -1,481 | -5,925 | 7,604 | -12,619 | -1,071 | -4,283 | 5,497 |
| Type 6 (habitation) | -2,315 | / | 15,431 | 13,716 | -1,673 | / | 11,155 |
| Type 8 (1 ^{er} étage) | -1.45 | -5.657 | 7.25 | -12.544 | -1.206 | -4.056 | 5.255 |
| Type 9 (1 ^{er} étage) | -1.32 | / | 8.792 | 10.657 | -0.96 | / | 6.416 |
| Type 10 | -1.83 | -9.288 | 12.086 | 16.281 | -1.32 | -6.661 | 8.766 |
| Max | -2.42 | -12.044 | 15.431 | -17.079 | -1.75 | -8.759 | 11.155 |

Tableau II-20: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage 6 à l'étage8.

| Types | ELU | | | | ELS | | |
|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| Type1 (habitation) | -2.42 | -8,59 | 12,11 | -15,88 | -1.75 | -6,16 | 8,78 |
| Type 1 (habitation + TA) | -1.914 | -11.566 | 10.851 | -16.538 | -1.985 | -8.362 | 7.846 |
| Type 2 (habitation) | -1,481 | -5,925 | 7,604 | -12,619 | -1,071 | -4,283 | 5,497 |
| Type 2 (habitation + TA) | -1.039 | -9.407 | 5.890 | -13.775 | -0.752 | -6.803 | 4.261 |
| Max | -2.42 | -11.566 | 12,11 | -16.538 | -1.985 | -8.362 | 8,78 |

Tableau II-21: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse accessible.

| Types | ELU | | | | ELS | | |
|--------|------------------------|----------------------|--------------|--------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant Vu (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| Type1 | -2.42 | -8,59 | 12,11 | -15,88 | -1.75 | -6,16 | 8,78 |
| Type 2 | -1,481 | -5,925 | 7,604 | -12,619 | -1,071 | -4,283 | 5,497 |
| Type 3 | -1,32 | / | 8,809 | 10,363 | -0,955 | / | 6,368 |
| Type10 | -1.83 | -9.288 | 12.086 | 16.281 | -1.32 | -6.661 | 8.766 |
| max | -2.42 | -9.288 | 12.11 | -15.88 | -1.75 | -6.661 | 8.78 |

Tableau II-22: Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

| Types | ELU | | | | ELS | | |
|--------|------------------------|----------------------|--------------|-----------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| | Evaluation des moments | | | Effort tranchant V_u (KN) | Evaluation des moments | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| Type 5 | -1,749 | / | 11,658 | 12,272 | -1,276 | / | 8,507 |

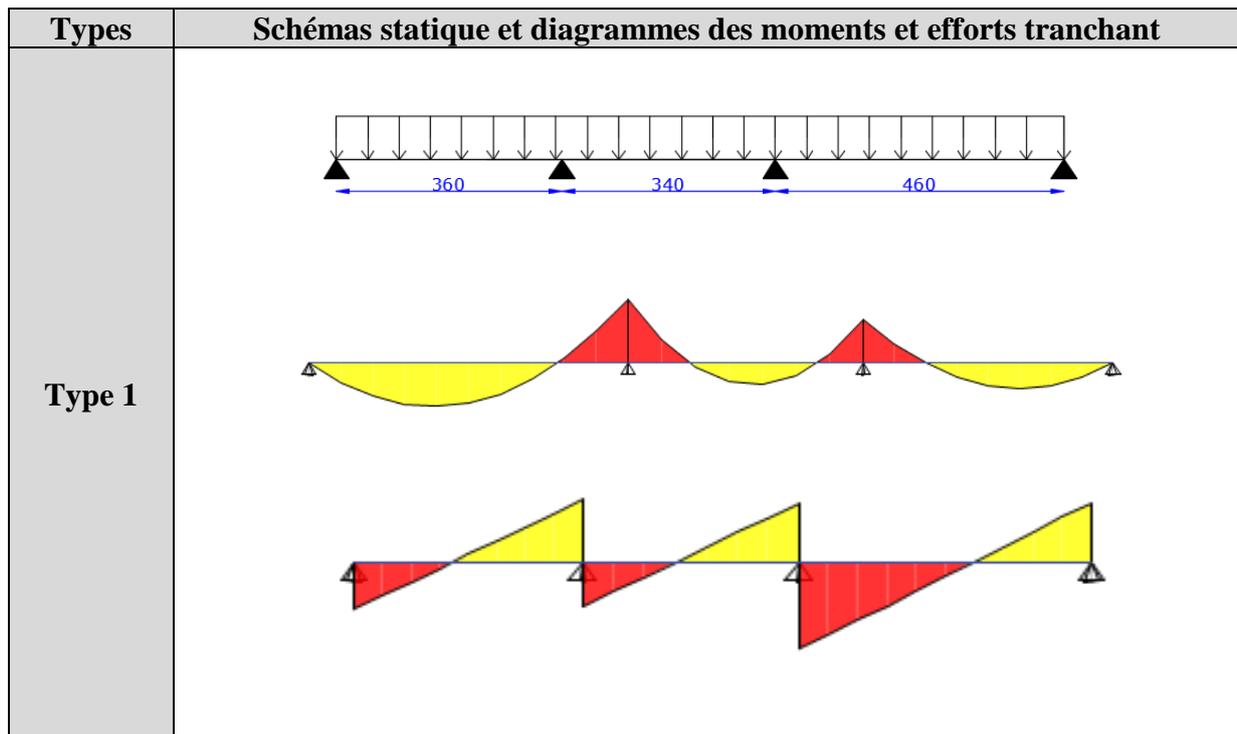
Ferraillage des poutrelles

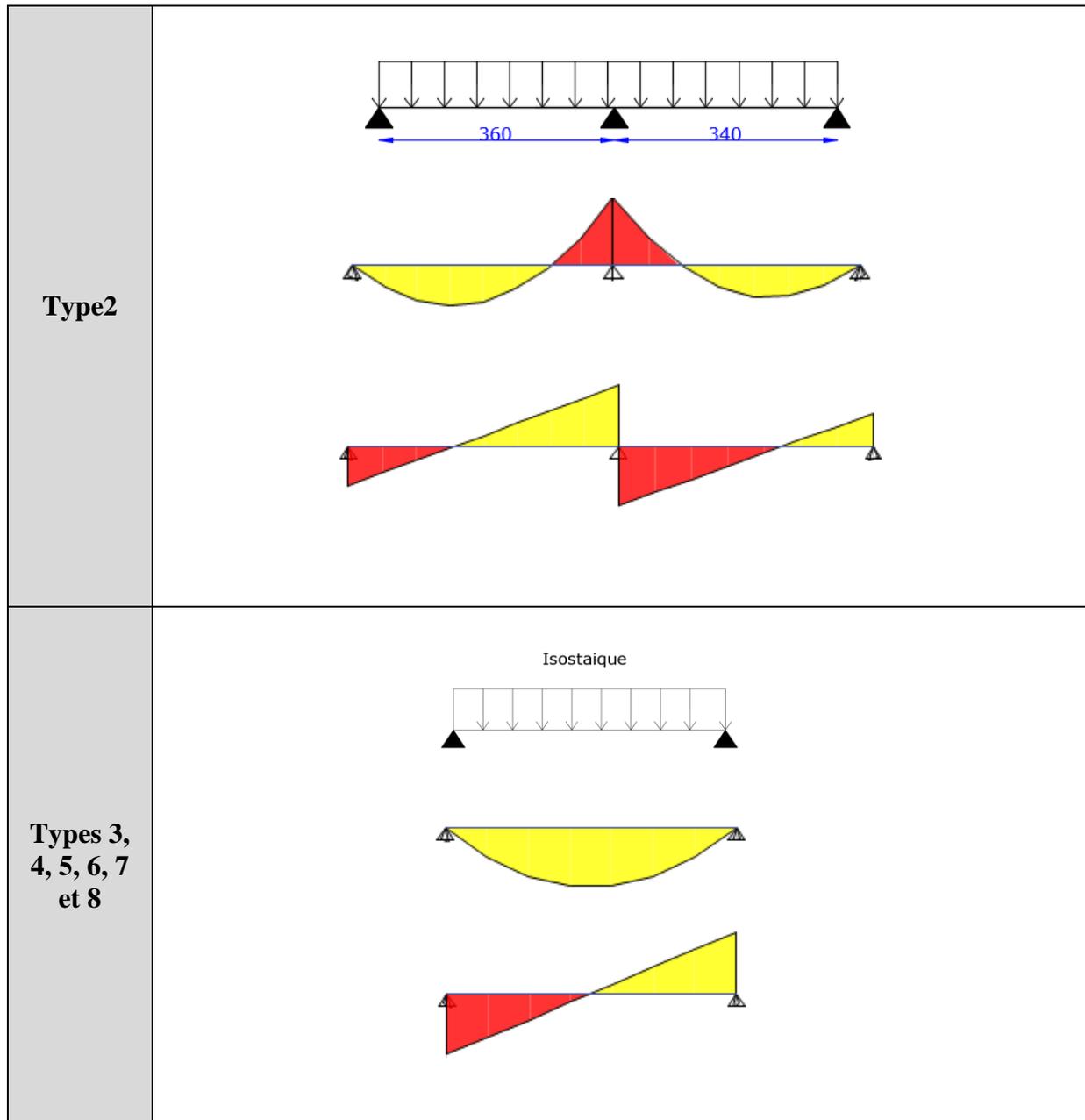
Ferraillage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferraillage :

Tableau II-23: Sollicitations optée pour le ferraillage des poutrelles.

| NIVEAUX | Sollicitation les plus défavorables | | | | | | |
|---------------------------|-------------------------------------|----------------------|--------------|------------|---------------------|----------------------|--------------|
| | ELU | | | | ELS | | |
| | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) | V_u (KN) | M_a^{rive} (KN.m) | M_a^{inter} (KN.m) | M_t (KN.m) |
| Entre sol 2 | -1,481 | -5,925 | 7,604 | -12,619 | -1,071 | -4,283 | 5,497 |
| De : Entre sol jusqu'à 5 | -2.42 | -12.044 | 16.124 | -17.079 | -1.75 | -8.759 | 11.155 |
| De : l'Etage 6 jusqu'à TI | -2.42 | -11.566 | 12.11 | -16.538 | -1.985 | -8.362 | 8.78 |





II.6.1.4 Exemple de Ferrailage (Type 1 de Entre sol):

Données

$$\text{ELU} \begin{cases} M_a^{rive} = -3,159(KN.m) \\ M_t = 18,193(KN.m) \\ M_a^{inter} = -15,035(KN.m) \\ V = 25,137(KN.m) \end{cases} ; \text{ELS} \begin{cases} M_a^{rive} = -2,197(KN.m) \\ M_t = 12,833(KN.m) \\ M_a^{inter} = -10,455(KN.m) \end{cases}$$

b = 65cm; b₀ = 12 cm; h = 20 cm; h₀ = 4 cm; f_e = 400 Mpa; f_{c28} = 25 MPa

Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression :

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

59,1 (KN.m) > M_t = 18,193 (KN.m) → Calcul d'une section rectangulaire (b × h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18,193 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2} = 0,061 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \longrightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,061} \right] = 0,079$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \cdot 0,079) = 0,174 \text{ m}$$

$$\longrightarrow A_t = \frac{18,193 \cdot 10^{-3}}{0,174 \cdot 348} = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 3 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$\longrightarrow A_t^{\min} = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,413 \text{ cm}^2 < 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage aux appuis

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

Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,035 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2} = 0,272 > 0,186 \longrightarrow \text{Pivot B.}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,74 \cdot 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,272 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0.$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{z \cdot f_{st}} \quad \text{avec } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,406 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,151 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$\longrightarrow A_a^{\text{inter}} = \frac{15,035 \cdot 10^{-3}}{0,151 \cdot 348} = 2,86 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,86 \text{ cm}^2$$

Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,159 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2} = 0,057 < 0,186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = 348 ; \alpha = 0,073 ; z = 0,175 \text{ m.}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \cdot f_{st}} = \frac{3,159 \cdot 10^{-3}}{0,175 \cdot 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,261 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 2,86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 0,261 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{rive}} = 0,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Choix des barres

En travée : 3HA12= 3.39cm²

Appui intermédiaire : 1HA10 (filante) +2HA12 (chapeaux) = 3.05 cm²

Appui de rive : 1HA10= 0.79 cm²

Ferrailage transversal :

$$\Phi_t \geq \min \left(\Phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \implies \min (10\text{mm}; 5.71\text{mm}; 12\text{mm})$$

On prend $\Phi_t = 6\text{mm}$

D'où $A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$

II.6.1.5 Vérifications nécessaires**Vérifications à l'ELU**➤ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{(b_0 \times d)} \implies \tau_u = \frac{25,137 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} \implies \tau_u = 1.163 \text{ MPA}$$

$$\text{FPN} \implies \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \implies$ pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Espacement (St) :**

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

$$1) St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \implies St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \implies St \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} \implies St \leq 47.5$$

$$3) St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \implies \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{12 (1.163 - 0.3 \times 2.1)} \implies St \leq 28.52$$

D'où, $St = 15\text{cm}$

Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u **Appuis de rive:**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \longrightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1,15}{400} * 25.137 * 10^{-3} \longrightarrow A_l^{\min} \geq 0,72 \text{ cm}^2$$

Or: $A_l = 3\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 4.18\text{cm}^2 > 0,33 \text{ cm}^2$

Condition Vérifiée

Appuis intermédiaire:

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0,9d} \right) \longrightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(25.137 * 10^{-3} - \frac{15.035 * 10^{-3}}{0,9 * 0,18} \right)$$

$A_l = -1.945 < 0$ pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant l'effort de moment.

Vérification de la bielle:

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec: $a = \min (0,9d; (40-4)\text{cm})$

$$a = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0,267 * a * b_0 * f_{c28}$$

$$25.137 \leq 0,267 * 16,2 * 12 * 25$$

$$25.137 < 129,762 \text{ KN} \quad \text{vérifier}$$

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 * V_u}{0,9 * b * h_0 * d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1.582 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{verifier}$$

Donc pas de risque de rupture a la jonction table nervure.

Verification a l'ELS:

Verifications des contraintes:

EN travée:

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \quad \longrightarrow \quad H = \frac{65 * 4^2}{2} - 15 * 3.39(18 - 4)$$

$H = -191.9 \text{ cm}^3 < 0$ alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en Té.

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

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

$$6y^2 + 103.85y = 1339.3$$

$$y = 8.61 \text{ cm}$$

$$I = b * \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \quad \longrightarrow \quad I = \frac{65 * 8.61^3}{3} + 15 * 3.39(18 - 8.61)^2$$

$$I = 18312.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.833 * 10^{-3}}{18312.89 * 10^{-8}} * 8.61 * 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 6.03 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \text{condition verifiée}$$

En Appui Intermediaire:

Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 * h$).

Donc:

$$\frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad \longrightarrow \quad 6y^2 + 45.75y - 823.5 = 0$$

$$y = 8.508 \text{ cm}$$

$$I = b_0 * \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \quad \longrightarrow \quad I = \frac{12 * 8.508^3}{3} + 15 * 3.05(18 - 8.508)^2$$

$$I = 6585.429 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = \frac{10.455 * 10^{-3}}{6585.429 * 10^{-8}} * 8.508 * 10^{-2} \quad \sigma_{bc} = 13.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ Vérification de la flèche

❖ Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4.6m ; M_{0s} = 17.29 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12.833 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,74 M_{0s}$$

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \Leftrightarrow \frac{h}{l} = 0.043 > 0.049 \quad \text{pas vérifiée}$$

$$2) A = 3.39 \text{ cm}^2 \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 6.998 \quad \text{vérifiée}$$

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

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 9.2mm$$

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 0,754 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,754 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,754 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 6.84 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4.99 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 8.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{avec: } j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,28 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 3,85 \text{ KN.m}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,866 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,597 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Coefficients λ, μ

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

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2.619 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.048 \end{array} \right. \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 128,19 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 93,52 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 164,92 \text{ MPa} \end{array} \right. \text{ avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = 11813.354 \text{ cm}^4 \\ y = 3,24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,62 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,53 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,79 \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$y_g = 7.44 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{D'où, } I_0 = 21799.84 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9139.42 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10041.508 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7813.53 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 14535.34 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 9,20 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3.24 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 7,34 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 4.88 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 8,42 \text{ mm} < \bar{f} = 9.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

On constate d'après les résultats obtenus, que la condition de flèche est vérifiée pour ce plancher,

Ferrailage des différents planchers :

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

Tableau II-24 : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

| Niveaux | Endroit | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A^{cal} (cm^2) | A^{min} (cm^2) | $A^{adopté}$ (cm^2) |
|---|---------------|----------|------------|----------|-------|----------------------|----------------------|--------------------------|
| Entre sol 2 | Travée | 7,604 | 0.025 | 0.032 | 0.178 | 1.23 | 1,41 | 1HA10+2HA8 =1,80 |
| | Appui Inter | -5,925 | 0.107 | 0.142 | 0.17 | 1.003 | 0,22 | 2HA10=1,57 |
| | appui de rive | -1.481 | 0.027 | 0.034 | 0.177 | 0.240 | 0,22 | 1HA10 = 0,79 |
| De : Entre sol 1 jusqu'à 5 ^{ème} étage | Travée | 16.124 | 0.054 | 0.069 | 0.175 | 2.69 | 1,41 | 2HA12+1HA10 =3,05 |
| | Appui Inter | -8.59 | 0.155 | 0.212 | 0.165 | 1.5 | 0,22 | 2HA10 =1.57 |
| | appui de rive | -2.42 | 0.044 | 0.056 | 0.176 | 0.39 | 0,22 | 1HA10 = 0,79 |
| De : Etage 6 jusqu'à TI | Travée | 12.11 | 0.04 | 0.052 | 0.17 | 1.97 | 1,41 | 3HA10 = 2,36 |
| | Appui Inter | -11.566 | 0.209 | 0.297 | 0.159 | 2.09 | 0,22 | 3HA10 =2,36 |
| | appui de rive | -2.42 | 0.044 | 0.056 | 0.176 | 0.39 | 0,22 | 1HA10 = 0,79 |

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

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

Vérification des poutrelles aux états limite (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau II-25 : Vérifications nécessaires à l'ELU

| Niveaux | Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}$ (MPa) | Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$ | | Bielle $V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN) | Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa) |
|----------------------------|---|---|---|---|---|
| | | $\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$ | $\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d})$ | | |
| Entre sol 2 | $0,584 \leq 3,33$ | $2,59 > 0,363$ | $- 0,689 < 0$ | $12,619 < 129,762$ | $0,794 < 3,33$ |
| De l'Entre sol 1 jusqu'à 5 | $0,735 \leq 3,33$ | $3,84 > 0,456$ | $- 1,068 < 0$ | $15,88 < 129,762$ | $1 < 3,33$ |
| De l' Etage 6 jusqu'à TI | $0,766 \leq 3,33$ | $3,15 > 0,475$ | $- 1,577 < 0$ | $16,538 < 129,762$ | $1,040 < 3,33$ |
| Observation | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

Tableau II-26 : Vérification des contraintes à l'ELS

| Niveaux | position | M^s (KN.m) | A_s (cm^2) | Y (cm) | I (cm^4) | Contrainte s $\sigma \leq \bar{\sigma} = 15$ (MPa) | Obs. |
|---------|----------|--------------|------------------|--------|--------------|---|------|
| | | | | | | | |

| | | | | | | | |
|--|---------------|--------|------|------|----------|------|----------|
| Entre sol 2 | Travée | 5,497 | 1,80 | 3.47 | 5961.15 | 3.19 | Vérifiée |
| | Appui | -4,283 | 1,57 | 3.27 | 5341.39 | 2.62 | Vérifiée |
| De l'Entre sol 1 jusqu'au 5^{ème} | Travée | 11.155 | 3,05 | 4.39 | 10306.42 | 4.75 | Vérifiée |
| | Appui | -8.759 | 1.57 | 3.27 | 5341.39 | 5.36 | Vérifiée |
| Du 6^{ème} Etage jusqu'à la TI | Travée | 8.78 | 2,36 | 3.91 | 7359.14 | 3.49 | Vérifiée |
| | Appui | -8.362 | 2,70 | 4.15 | 9334.94 | 3.72 | Vérifiée |

Tableau II-27 : Evaluation de la flèche

| Niveaux | Entre sol 2 | De : Entre sol 1 jusqu'à 5 ^{ème} étage | De l'étage 6 à l'étage 8 | Terrasse accessible. |
|-----------------|-------------|---|--------------------------|----------------------|
| Δf (mm) | 4.31 | 11.39 | 10.23 | 11.85 |
| f_{adm} (mm) | 7.2 | 9.2 | 9.2 | 9.2 |
| Observation | vérifiée | NON vérifiée | NON vérifiée | NON vérifiée |

On constate d'après les résultats obtenus, que la condition de flèche n'est pas vérifiée pour tous les planchers, on opte donc pour une augmentation de la section de ferrailage en travée des poutrelles de ces planchers.

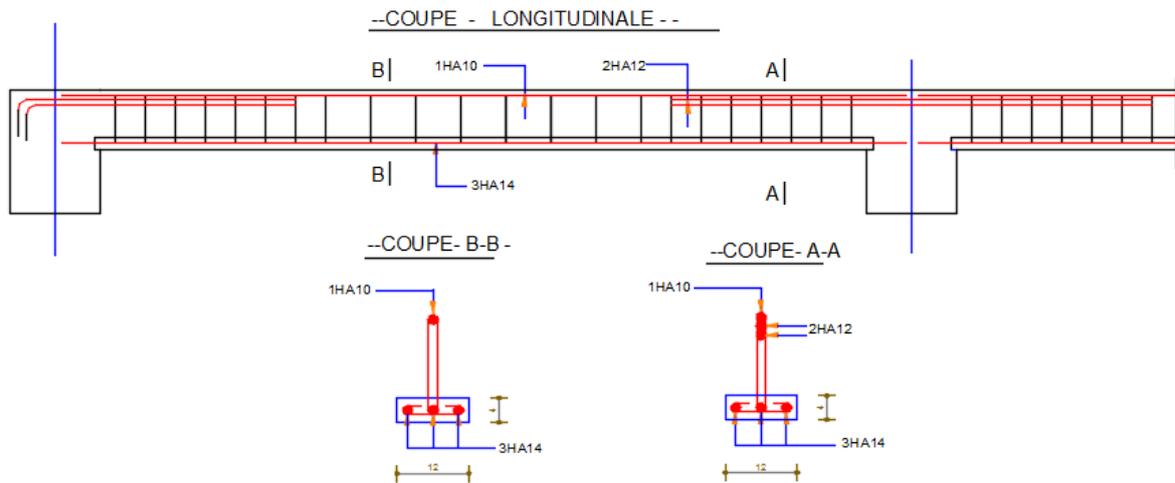
Tableau II-28 : Calcul du ferrailage à l'ELU

| Niveaux | Endroit | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|---|---------|---------------------------------|
| De : Entre sol 1 jusqu'à 5 ^{ème} étage | Travée | 3HA14=4.62 |
| De : Etage 6 jusqu'à 8 | Travée | 2HA12+1HA10= 3.05 |
| Terrasse accessible | Travée | 3HA12=3.39 |

Tableau II-29 : Evaluation de la flèche

| Niveaux | De : Entre sol 1 jusqu'à 5 ^{ème} étage | De l'étage 6 à l'étage 8 | Terrasse accessible. |
|-----------------|---|--------------------------|----------------------|
| Δf (mm) | 8.68 | 8.6 | 9.17 |
| f_{adm} (mm) | 9.2 | 9.2 | 9.2 |
| Observation | vérifiée | vérifiée | vérifiée |

Figure II-7 : Schéma de ferrailage des poutrelles (commerce)



Commerce

II.6.2 Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6 / \text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6 / \text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm²

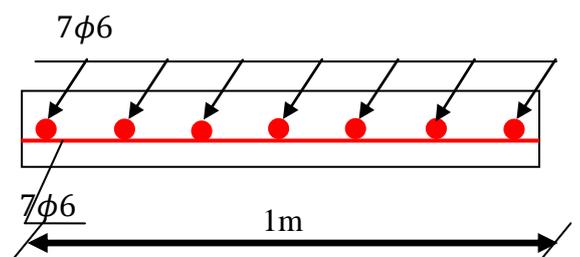


Figure II-8 : Ferrailage de la dalle de compression

II.7 Calcul des planchers à dalle pleine

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, qui repose sur un ou plusieurs appuis.

Remarque

En raison du nombre conséquent de panneaux de dalles, les calculs présentés concernent les panneaux les plus sollicités pour chaque type de dalle.

Dalle sur deux appuis perpendiculaires (Panneau D3 –Annexe n° 1)

- Caractéristiques de la dalle:

$$\begin{cases} G = 4,43 \text{ (KN/m}^2\text{)}; Q = 1,5 \text{ (KN/m}^2\text{)} \\ l_x = 1,7 \text{ m} ; l_y = 1,8 \text{ m} ; e = 0,12 \text{ m} \\ \rho = 0,94 > 0,4 \end{cases}$$

Donc la dalle fléchit selon les deux sens.

- Evaluation des charges

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

$$p_u = 1,35(G) + 1,5(Q) = 8,23 \text{ Kn/m}$$

$$p_s = (G) + (Q) = 5,93 \text{ Kn/m}$$

II.7.1.1 - Calcul des sollicitations

$$\text{Moments isostatiques } \begin{cases} M_0^x = \mu_x * P_u * l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x \end{cases}$$

Avec μ_x et μ_y : coefficients donnés par le tableau en Annexe n°3

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

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} \rho = 0,94 \\ \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases}$$

Tableau II-30 : Sollicitation dans la dalle

| | ELU | | ELS | |
|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | M_x (KN.m) | M_y (KN.m) | M_x (KN.m) | M_y (KN.m) |
| M_0 | 1 | 0,866 | 0,841 | 0,765 |
| $M_t^x = 0,85M_0^x$ | 0,85 | / | 0,715 | / |
| $M_t^y = 0,75M_0^y$ | / | 0,650 | / | 0,574 |
| $M_a^x = -0,3M_0^x$ | -0,3 | / | -0,252 | / |
| $M_a^y = -0,5M_0^y$ | / | -0,5 | / | -0,382 |

II.7.1.2 Calcul du ferrailage à l'ELU

Le ferrailage de la dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire ($b * e$) soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml, suivant l'organigramme du BAEL en Annexe n° 4.

Exemple de calcul :

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

- Travée (Sens x)

$$\mu_{bu} = \frac{0,85 * 10^{-3}}{1 * 0,09^2 * 14,2} = 7,39 * 10^{-3} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A et } \mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,009 ; z = 0,09 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{0,85 * 10^{-3}}{0,09 * 348} = 0,271 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} * (3 - \rho) b * e \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ Pour Fe400}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} * (3 - 0,94) 100 * 12 = 0,99 \text{ cm}^2 > A_x^{calculee} \\ A_y^{min} = 0,0008 * 100 * 12 = 0,96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Choix des armatures en travée: $A_t^x = 4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2/ml$

- **Calcul des espacements:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La fissuration est peut nuisible.} \\ S_t \leq \min(3e ; 33) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

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

Tableau II-31 : Ferrailage du panneau (D3)

| Position | Sens | M (KN.m) | μ_{bu} (10^{-3}) | α | Z (m) | A^{cal} (cm^2/ml) | A^{min} (cm^2/ml) | A^{opte} (cm^2/ml) | St (cm) |
|----------|------|----------|--------------------------|------------------|-------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|---------|
| Travée | x-x | 0,85 | 7,39 | 0,009 | 0,09 | 0,271 | 0,99 | 4HA8=2,01 | 25 |
| | y-y | 0,650 | 5,65 | $7,08^* 10^{-3}$ | 0,09 | 0,207 | 0,96 | 4HA8=2,01 | 25 |
| Appui | x-x | -0,3 | 2,61 | $3,26^* 10^{-3}$ | 0,09 | 0,096 | 0,99 | 4HA8=2,01 | 25 |
| | y-y | -0,5 | 4,34 | $5,44^* 10^{-3}$ | 0,09 | 0,16 | 0,96 | 4HA8=2,01 | 25 |

II.7.1.3 Vérifications nécessaires

-Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} V_u^x = P_u * \frac{l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8,23 * \frac{1,7}{2} * \frac{1,8^4}{1,7^4 + 1,8^4} = 3,896 \text{ (KN)} \\ V_u^y = P_u * \frac{l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8,23 * \frac{1,8}{2} * \frac{1,7^4}{1,7^4 + 1,8^4} = 3,282 \text{ (KN)} \end{array} \right.$$

$$\tau_u^x = \frac{3,896 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,04 < 1,17 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u^y = \frac{3,282 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,036 < 1,17 \text{ (MPa)}$$

Remarque : Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérifications à l'ELS :**

La dalle D3 se trouve à l'intérieur (FPN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st} .

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

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ (MPa)}$$

• Calcul de la position de l'axe neutre y et du moment d'inertie I :

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

$$\frac{100*y^2}{2} + 15 * 2,01 * y - 15 * 2,01 * 9 = 0 \longrightarrow y = 2,05 \text{ (cm)}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \longrightarrow I = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{0,715*10^{-3}}{1743,49*10^{-8}} * 2,05 * 10^{-2} = 0,84 < \bar{\sigma} = 15 \text{ (MPa)}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau D3 :

Tableau II-32 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS du panneau D3.

| Pos. | sens | M_{ser} (KN.m) | y (cm) | I (cm ⁴) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | | Observation |
|--------|------|---------------------|-----------|-------------------------|--|---------------------|-------------|
| | | | | | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | |
| Travée | x-x | 0,715 | 2,05 | 1743,49 | 0,84 | 15 | Verif |
| | y-y | 0,574 | 2,05 | 1743,49 | 0,67 | 15 | Verif |
| Appui | x-x | -0,252 | 2,05 | 1743,49 | 0,30 | 15 | Verif |
| | y-y | -0,382 | 2,05 | 1743,49 | 0,45 | 15 | Verif |

- Etat limite de déformation (Flèche) :

Sens x - x :

$$1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,12}{1,7} = 0,07 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0} \right] = \left[\frac{3}{80}; \frac{0,715}{20*0,841} \right] = 0,042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b.d} = 2,23 * 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) l_x = 1,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y - y :

$$1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,12}{1,8} = 0,067 > 0,037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b.d} = 2,23 * 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) l_y = 1,8 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau II-33 : Sollicitations maximales dans les dalles pleines

| Types | Sollicitations | | | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|--------------------|---------------|---------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|--------------------|
| | ELU | | | | | | ELS | | | |
| | $M_x^{travée}$ (KN .m) | $M_y^{travée}$ (KN .m) | M_a^x (KN .m) | M_a^y (KN .m) | V_x (KN) | V_y (KN) | $M_x^{travée}$ (KN .m) | $M_y^{travée}$ (KN .m) | M_a^x (KN .m) | M_a^y (KN .m) |
| D1(1er entre-sol) | 2,8 | 4,677 | -1,646 | -3,118 | 6,92 | 5,1 | 2,02 | 3,37 | -1,187 | -2,246 |
| D4 (1er entre-sol au 9ème étage) | 4,115 | / | / | / | 8,23 | / | 2,615 | / | / | // |
| D8 (RDC au 5ème étage) | 18,44 | / | / | / | 20,51 | / | 13,16 | / | / | / |
| D T.I | 1,815 | 0,518 | -1,21 | -0,183 | 7,36 | 0,58 | 1,357 | 0,476 | -0,905 | -0,168 |

Tableau II-34 : Vérification de l'effort tranchant.

| Types | V_{ux} (KN) | $\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA) | Obs. | V_{uy} (KN) | $\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA) | Obs. |
|-------|------------------|--|----------|------------------|--|----------|
| D1 | 6,92 | 0,08 < 1,17 | Vérifiée | 5,1 | 0,06 < 1,17 | Vérifiée |
| D4 | 8,23 | 0,09 < 1,17 | Vérifiée | / | / | / |
| D8 | 20,51 | 0,2 < 1,17 | Vérifiée | / | / | / |
| D T.I | 7,36 | 0,082 < 1,17 | Vérifiée | 0,58 | 6,44*10 ⁻³ < 1,17 | Vérifiée |

Tableau II-35: Calcul du ferrailage à l'ELU

| Types | Sens | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ (cm ² /ml) |
|-------|----------------|-------------|------------|----------|-----------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| D1 | X-X | 2,8 | 0,024 | 0,031 | 0,089 | 0,9 | 1,01 | 4HA8=2,01 |
| | Y-Y | 4,677 | 0,041 | 0,052 | 0,088 | 1,53 | 0,96 | 4HA8=2,01 |
| | Appui (x-x) | 1,646 | 0,014 | 0,018 | 0,089 | 0,53 | 1,01 | 4HA8=2,01 |
| | Appui (y-y) | 3,118 | 0,027 | 0,034 | 0,089 | 1,01 | 0,96 | 4HA8=2,01 |
| D4 | X-X | 4,115 | 0,036 | 0,046 | 0,088 | 1,34 | 0,96 | 4HA8=2,01 |
| D8 | X-X | 18,44 | 0,16 | 0,220 | 0,082 | 6,46 | 0,96 | 6HA12=6,79 |
| D T.I | X-X | 1,815 | 0,016 | 0,02 | 0,089 | 0,59 | 1,23 | 5HA8=2,51 |
| | Y-Y | 0,518 | 0,0045 | 0,0056 | 0,09 | 0,16 | 0,96 | 5HA8=2,51 |
| | Appui (x-x) | 1,21 | 0,01 | 0,013 | 0,089 | 0,39 | 1,23 | 5HA8=2,51 |
| | Appui (y-y) | 0,183 | 0,0016 | 0,002 | 0,09 | 0,06 | 0,96 | 5HA8=2,51 |

Tableau II-36: Vérifications des contraintes à l'ELS.

| Types de La Dalle | | M^s KN.m | Y (cm) | I (cm ⁴) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | Obs. | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | Obs. |
|-------------------|---------------|---------------|-----------|-------------------------|---|----------|---|------------|
| D1 | Travée x-x | 2,02 | 2,05 | 1743,49 | 2,37 < 15 | Vérifiée | 120,78 < 201,63 | Vérifiée |
| | Travée y-y | 3,37 | 2,05 | 1743,49 | 3,96 < 15 | Vérifiée | 201,50 < 201,63 | Vérifiée |
| | Appui x-x | 1,187 | 2,05 | 1743,49 | 1,39 < 15 | Vérifiée | 70,97 < 201,63 | Vérifiée |
| | Appui y-y | 2,246 | 2,05 | 1743,49 | 2,64 < 15 | Vérifiée | 134,30 < 201,63 | Vérifiée |
| D4 | x-x | 2,615 | 2,05 | 1743,49 | 3,07 < 15 | Vérifiée | 156,36 < 201,63 | Vérifiée |
| D8 | x-x | 13,16 | 3,38 | 4504,02 | 9,88 < 15 | Vérifiée | 224,40 > 201,63 | N.Vérifiée |
| D T.I | Travée x-x | 1,357 | 2,25 | 2095,12 | 1,46 < 15 | Vérifiée | 65,58 < 201,63 | Vérifiée |
| | Travée y-y | 0,476 | 2,25 | 2095,12 | 0,51 < 15 | Vérifiée | 23 < 201,63 | Vérifiée |
| | Appui x-x | 0,905 | 2,25 | 2095,12 | 0,97 < 15 | Vérifiée | 43,73 < 201,63 | Vérifiée |
| | Appui y-y | 0,168 | 2,25 | 2095,12 | 0,18 < 15 | Vérifiée | 8,12 < 201,63 | Vérifiée |

On remarque que la deuxième condition de la dalle D8 n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{13,16 * 10^{-3}}{1 * 0,09^2 * 201,63} = 8,06 * 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta * \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,4073$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{13,16 * 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,4073}{3}\right) 201,63} = 8,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 8HA12 = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 12,5 \text{ cm}$$

❖ Les Armatures de répartition

$$A_y = \frac{9,05}{3} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Evaluation de la flèche

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

✓ Pour la dalle D1

Sens x-x:

$$0,0428 > 0,0425 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$2,23 * 10^{-3} \text{ cm}^2 < 5 * 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$2,8\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens y-y:

$$0,0387 > 0,0375 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$2,23 * 10^{-3} \text{ cm}^2 < 5 * 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$3,1\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D4

$$0,12 > 0,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$2,23 * 10^{-3} \text{ cm}^2 < 5 * 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$1\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Pour la dalle D8

$$0,075 > 0,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$10,05 * 10^{-3} \text{ cm}^2 > 5 * 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Non vérifiée}$$

$$1,6\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

On doit vérifier la flèche.

✓ Pour la dalle DT.I

Sens x-x:

$$0,08 > 0,0375 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$2,79 * 10^{-3} \text{ cm}^2 < 5 * 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

$1,5\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens y-y:

$0,03 < 0,04 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Non vérifiée

$2,79 * 10^{-3} \text{ cm}^2 < 5 * 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

$3,1\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

On doit vérifier la flèche.

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Tableau II-37: Vérifications de la flèche à l'ELS

| Localisation | | f_{gv} (mm) | f_{jt} (mm) | f_{qt} (mm) | f_{gt} (mm) | $\Delta f \leq f_{adm}$ (mm) | Observation |
|--------------|-----|------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------------------|-------------|
| D8 | x-x | 4,19 | 0,57 | 3,46 | 2 | $5,08 < 6,4$ | Vérifiée |
| D T.I | y-y | 0,34 | 0,05 | 0,13 | 0,11 | $0,3 < 7$ | Vérifiée |

Schémas de ferrailage:

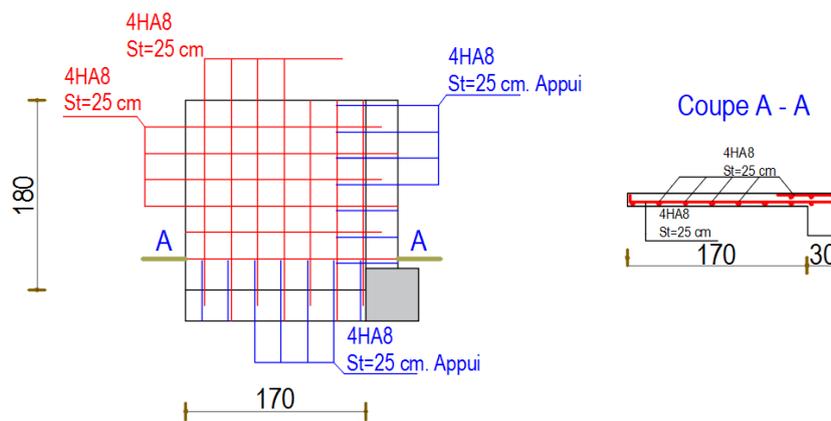


Figure II-9: Ferrailage de la dalles pleines D3

Remarque :

- Les armatures inférieures de la travée (A_t^x et A_t^y) : sont prolongées jusqu'aux appuis :
 - En totalité si la dalle est soumise à des charges concentrées.
 - En raison d'une barre sur deux si la dalle est soumise à des charges réparties seulement, et sont arrêtées à $\frac{l}{10}$ par rapport au nu d'appui.

• Les chapeaux sont disposés en partie supérieure de la dalle au niveau des appuis, leur longueur est donnée comme suit :

$$L_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{pour un appui de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{pour un appui intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :

l : Longueur maximale entre les deux travées adjacentes de l'appui et dans le sens considéré.

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ (acier HA)

- Le diamètre ϕ des barres utilisées dans les dalles doit être : $\phi \leq \frac{e}{10}$

• Dans le cas de la présence d'une ouverture dans la dalle, on dispose d'une part et d'autre de l'ouverture une section d'acier équivalente à celle manquante dans l'ouverture tel que :

$$A_{\text{éq}} = l_{\text{ouverture}} * A_t^{\text{optée}}$$

La longueur des barres de renforcement est égale à :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s ; \text{ Avec } a \text{ et } b : \text{ les dimensions de l'ouverture.}$$

Pour le cas de la réservation d'ascenseur et trappe d'accès : Les armatures coupées sont remplacées par une section d'armatures équivalente :

$$\text{Trappe d'accès:} \begin{cases} A_x^t = 2,51 * 0,8 = 2,008 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 2,51 * 0,8 = 2,008 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Leurs longueurs respectives :

$$\text{Trappe d'accès:} \begin{cases} L_x = 2,24 \text{ m} \\ L_y = 2,24 \text{ m} \end{cases}$$

II.8 Etude de l'escalier :

1^{er} entre sol et RDC

$$G_v = 8.44 \text{ KN/m}^2 \quad G_p = 5.93 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m} \quad Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

ELU

$$q_{uv} = 1 \text{ ml } (1.35 G_v + 1.5 Q_v) = 16.251 \text{ KN/m}$$

$$q_{up} = 1 \text{ ml } (1.35 G_p + 1.5 Q_p) = 11.76 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 11.76 \text{ KN/m}$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 8.43 \text{ KN/m}$$

Etages courants

$$G_v = 8.44 \text{ KN/m}^2 \quad G_p = 5.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m} \quad Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

ELU

$$q_{uv} = 1 \text{ ml } (1.35 G_v + 1.5 Q_v) = 15.144 \text{ KN/m}$$

$$q_{up} = 1 \text{ ml } (1.35 G_p + 1.5 Q_p) = 11.08 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 10.94 \text{ KN/m}$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 7.93 \text{ KN/m}$$

- **Palier de départ et volée**

- Les sollicitations :

Les poutres étudiées sont supposées isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM).

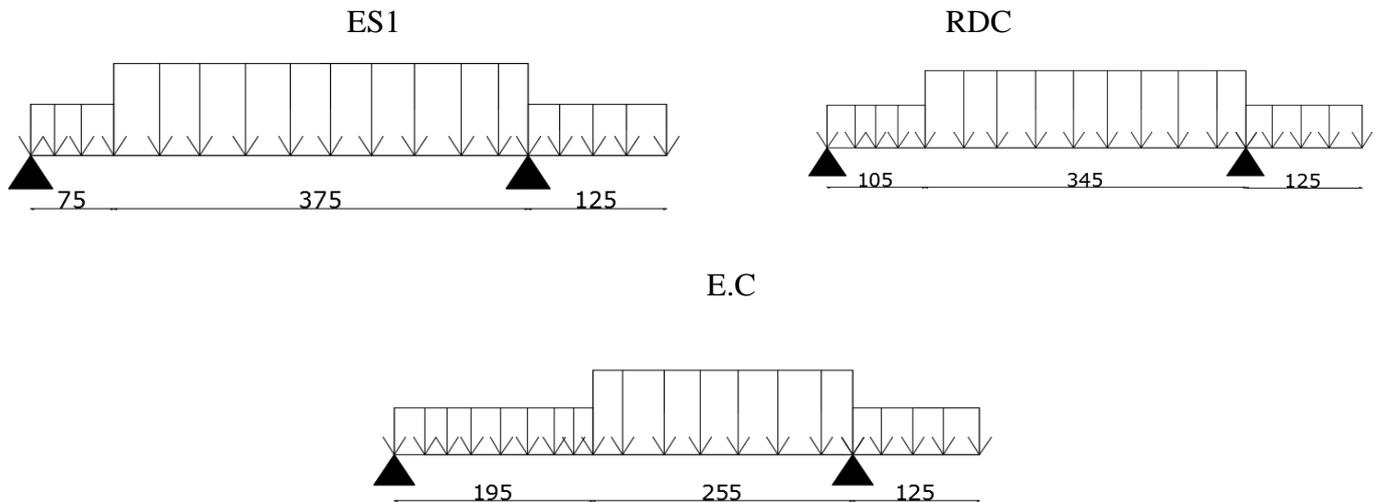


Figure II-10: Schéma statique

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-38 : Sollicitations dans l'escalier

| ELU | Niveau le plus sollicité (1 ^{er} entre-sol) | E.C |
|----------------------------------|--|--------|
| R_A (KN) | 31.43 | 25.94 |
| R_B (KN) | 53.02 | 48.13 |
| Moment isostatique (KN.m) | 42.00 | 30.34 |
| Moment en travée (KN.m) | 31.50 | 22.75 |
| Moment en appuis (KN.m) | -21.00 | -15.17 |
| Effort tranchant (KN) | 31.43 | 25.94 |
| ELS | Niveau le plus sollicité (1 ^{er} entre-sol) | E.C |
| R_A (KN) | 22.71 | 18.64 |
| R_B (KN) | 38.25 | 34.63 |
| Moment isostatique (KN.m) | 30.50 | 30.35 |
| Moment en travée (KN.m) | 22.87 | 22.76 |
| Moment en appuis (KN.m) | -15.25 | -15.17 |

Ferraillage :

Les escaliers de tous les niveaux vont être ferrailés en fonction des sollicitations max

Le ferraillage se fait à la F.S de section $b \times h = 1m \times e$

Tableau II-39: Ferraillage de l'escaliers

| Localisation | | μ_{bu} | α | Z(m) | A (cm ²) | A _{sec} (cm ²) | CNF : A _{min} (cm ²) | Ferraillage principal | ST | Ferraillage secondaire | ST |
|----------------------------------|--------|------------|-----------|-------|----------------------|-------------------------------------|---|-----------------------|----|------------------------|----|
| 1 ^{er} entre-sol et RDC | Travée | 0.09 | 0.11 3 | 0.153 | 5.91 | 1.48 | 1.93 | 4HA14 | 25 | 4HA8 | 25 |
| | Appui | 0.05 7 | 0.07 4 | 0.156 | 3.89 | 0.97 | | 5HA10 | 20 | 4HA8 | 25 |

| | | | | | | | | | | | |
|-----|--------|------|------------------|-------|------|------|------|-------|----|------|----|
| E.C | Travée | 0.08 | $\frac{0.10}{7}$ | 0.134 | 4.88 | 1.22 | 1.69 | 5HA12 | 20 | 4HA8 | 25 |
| | Appui | 0.05 | 0.07 | 0.136 | 3.2 | 0.8 | | 5HA10 | 20 | 4HA8 | 25 |

II.8.1 Vérifications

1^{er} entre sol et RDC

Vérification de l'effort tranchant

$$V^{\max} = 31.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{(b \times d)} = 0.196 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des espacements**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens principal :

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

En appui : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Sens secondaire :

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

En appui : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

- **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

- La contrainte dans le béton σ_{bc} .
- L'état limite de déformation (flèche).

- **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc} :**

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

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-40 : contrainte dans le béton

| Position | M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|----------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|---------------------------|-------------|
| Travée | 22.87 | 4.59 | 15252.8 | 6.88 | 15 | vérifiée |
| Appui | 15.25 | 3.79 | 10603.17 | 5.45 | 15 | vérifiée |

- **Vérification de la flèche :**

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

1) $l \leq 08\text{m}$

2) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^s}{10M_o}\right) \implies \frac{0.18}{4} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{22.87}{10 \times 30.5}\right) \implies 0.074 \leq 0.075$

3) $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{6.16}{100 \times 16} \leq \frac{4.2}{400} \implies 3.85 \times 10^{-3} \leq 0.0105$

Les trois conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Etages courants

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 25.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{(b \times d)} = 0.185 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des espacements**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens principal :

En travée : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

En appui : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Sens secondaire :

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

En appui : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

- **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

- La contrainte dans le béton σ_{bc} .
- L'état limite de déformation (flèche).

- **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc} :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-41 : Contraintes dans le béton

| Position | M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|----------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|--------------------------------|-------------|
| Travée | 22.76 | 4.09 | 10603.73 | 8.78 | 15 | vérifiée |
| Appui | 15.17 | 3.51 | 7935.48 | 6.71 | 15 | vérifiée |

- **Vérification de la flèche :**

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

1) $l \leq 08 \text{ m}$

2) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_i^s}{10M_o}\right) \implies \frac{0.16}{4} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{22.76}{10 \times 30.35}\right) \implies 0.075 \geq 0.075$

3) $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{5.65}{100 \times 14} \leq \frac{4.2}{400} \implies 4.03 \times 10^{-3} \leq 0.0105$

Les trois conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

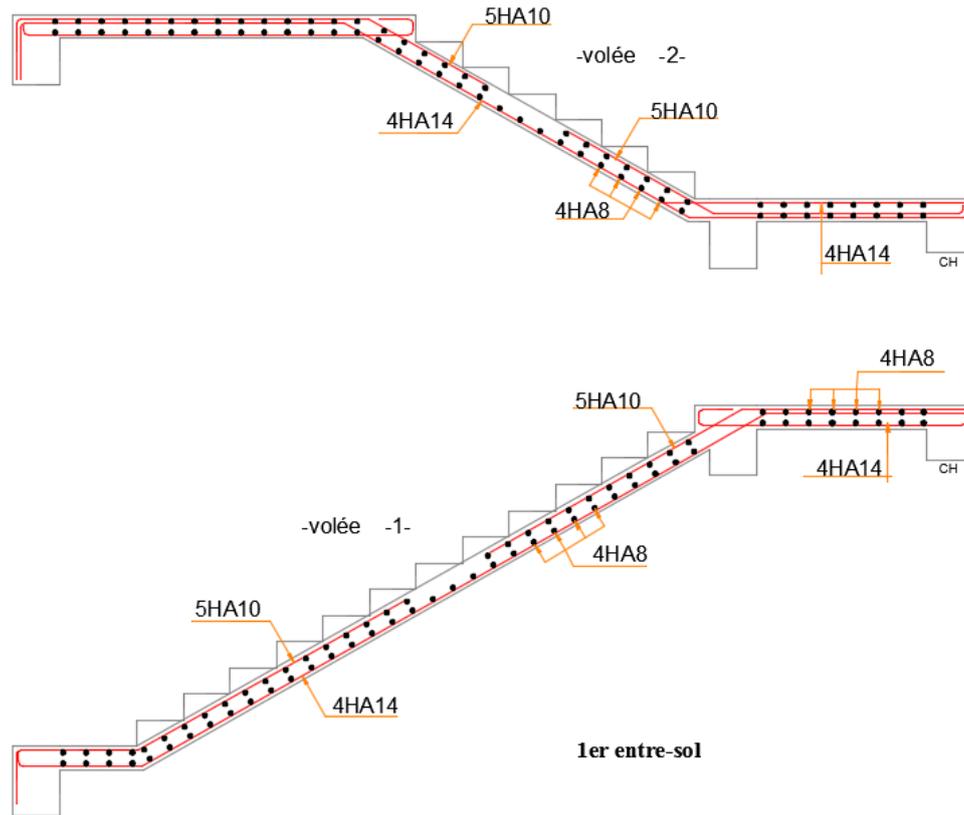


Figure II-11: Schéma de ferrailages des escaliers

II.8.2 Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément en béton armé, prévue pour reprendre la réaction du palier de repos. Elle est supposée comme étant encastree dans les poteaux.

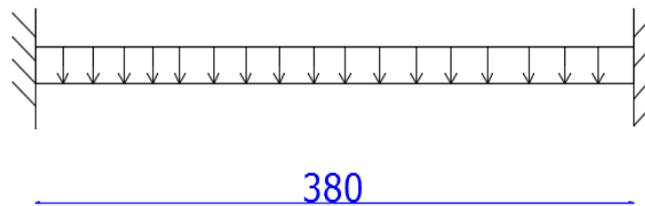


Figure II-12 : Schéma statique de la poutre palière

II.8.2.1 Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L=3.8\text{m}$$

$$25.33 \leq h \leq 38\text{cm} \quad \text{Alors } h = 40\text{cm et } b = 30\text{cm}$$

- **Vérification des exigences du RPA99V2003**

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4$$

II.8.2.2 Calcul de la poutre palière

Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/m}$

Charge transmise de la paillasse :

ELU : $R_B^U = 53,02 \text{ KN}$

ELS : $R_B^S = 38,25 \text{ KN}$

Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times \frac{L}{2}$ provoqué par la flexion de la paillasse

Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} \text{ELU : } q_u = 1,35 g_0 + R_B^U = 1,35 \times 3 + 53,02 = 57,07 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = 1,35 g_0 + R_B^S = 3 + 38,25 = 41,25 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- Les moments :

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} \text{ELU : } M_0^U = \frac{q_u \times l^2}{24} = 34,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0^S = \frac{q_s \times l^2}{24} = 24,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui} \begin{cases} \text{ELU : } M_0^U = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -68,67 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_0^S = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -49,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_l}{2} = 108,43 \text{ KN}$$

Ferraillage longitudinal à l'ELU

Les résultats du ferraillage longitudinal sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-42: Ferraillage longitudinal de la poutre palière

| Position | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | A (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{cal} > A _{min} |
|----------|----------|------------|----------|-------|----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Travée | 34,33 | 0,016 | 0,02 | 0,376 | 2,62 | 1,38 | vérifiée |
| Appui | -68,67 | 0,033 | 0,04 | 0,373 | 5,28 | 1,38 | vérifiée |

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{(b \times d)} = 0,951 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis, et on calcule A_{trans} :

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

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,267 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,267 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

II.8.2.3 Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -21 \times \frac{3.8}{2} = -39.9 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$); car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6.67 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 1064 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{39.9 \times 10^{-3} \times 1,4}{2 \times 1064 \times 10^{-4} \times 348} = 7.54 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales

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

$$\Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,81 \text{ cm}^2$$

➤ Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{39.9 \times 10^{-3}}{2 \times 1065 \times 10^{-4} \times 0,0667} = 2.81 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S.2} + \tau^{tor2}} = \sqrt{0.951^2 + 2.81^2} = 2.97 \text{ MPa}$$

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

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Ferrailage globale

$$\text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.62 + \frac{7.54}{2} = 6.39 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 + 3HA14 = 6.98 cm²

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.28 + \frac{7.54}{2} = 9.05 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 = 9.24 cm²

$$\text{Armature transversales : } A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,81 = 1,26 \text{ cm}^2$$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II-43 : Vérification des contraintes à l'ELS

| Position | M_{ser} (KN.m) | Y (cm) | I (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|-----------|---------------------|-----------|-------------------------|------------------------|------------------------------|---|
| En travée | 22.87 | 13.17 | 98815.41 | 3.04 | 15 | Vérifiée |
| En appui | 15.25 | 14.68 | 78606.32 | 2.85 | 15 | Vérifiée |

Vérification de la flèche

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

- 1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40\text{cm} > 38\text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée
- 2) $\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 6.12 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 < 0.0105 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée
- 3) $L = 3,8 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Poutre Palier (30x40)

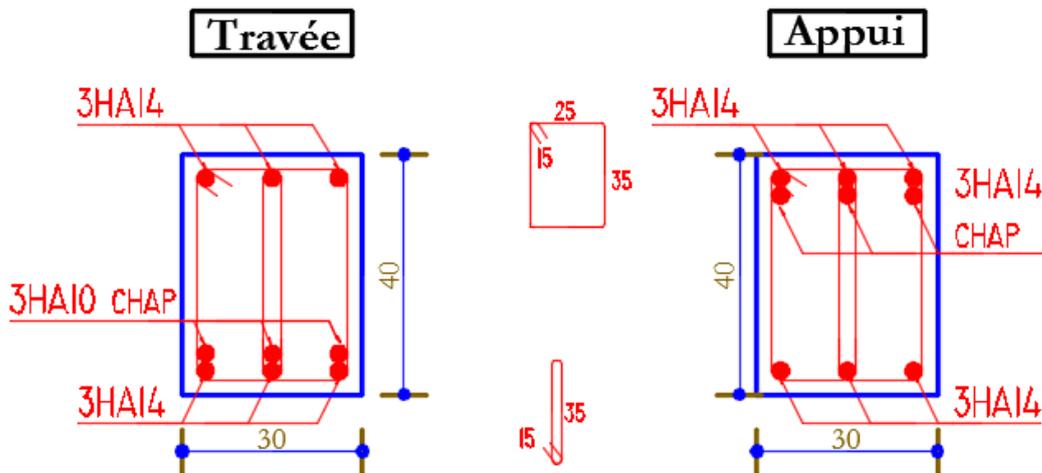


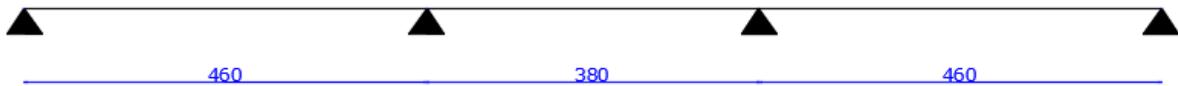
Figure II-13: Schéma de ferrailage de la poutre palier

II.9 Étude des poutres de chaînage :

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre projet la poutre sert d'appui pour le mur double cloisons d'épaisseur 30cm, d'où $b \geq 20$ cm,

On adopte une section de $(b \times h) = (30 \times 35)$

Types de chaînage : (ANNEXE 2)**Type 1 :****Type 2 :****Type 3 :****Calcul des sollicitations :**

$$G_{\text{mur}} = G \times h = 2.8 \times (4.08 - 0.2) = 10.864 \text{ KN/ml}$$

- Pour le type 1 et 2 :

$$G = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_u = 1.35 (10.864 + 2.625) = 18.21 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_s = 10.864 + 2.625 = 13.489 \text{ KN/ml.}$$

Tableau II-44 : Les sollicitations maximales dans les chaînages.

| Types | ELU | | | ELS | |
|---------------|-------------|-------------|-----------|-------------|-------------|
| | M_A^{max} | M_t^{max} | V^{max} | M_A^{max} | M_t^{max} |
| Type 1 | -24.39 | 36.74 | 36.58 | -18.06 | 27.22 |
| Type 2 | -7.22 | 36.12 | 41.88 | -5.35 | 26.76 |
| Type 3 | -15.655 | 25.047 | 29.948 | -11.596 | 18.553 |

Ferraillage:

Le ferraillage se fera avec les sollicitations les plus défavorables.

Tableau II-45 : Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

| Position | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A^{cal} (cm ²) | A^{min} (cm ²) | A^{adop} (cm ²) |
|---------------|----------|------------|----------|-------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| Travée | 36.74 | 0.06 | 0.077 | 0.368 | 2.87 | 1,38 | 3HA12 = 3,39 |
| Appui | -24.39 | 0,039 | 0,05 | 0,372 | 1.88 | 1.38 | 3HA10 = 2,36 |

Vérifications

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

$$V^{max} = 41.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{(b \times d)} = 0.42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33$$

Pas de risque de rupture cisaillement.

Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appui

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

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérfications à l'ELS.**

Tableau II-46 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

| Position | M_{ser} (KN.m ²) | Y (cm) | I (cm ²) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|-----------|-----------------------------------|-----------|-------------------------|---|
| En travée | 27.22 | 9.02 | 29825.18 | $8,23 \leq 15$ |
| En appui | 18.06 | 7.72 | 22820.54 | $6.11 \leq 15$ |

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{h}{l} = 0.076 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 10.395 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$1) L = 4,6 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

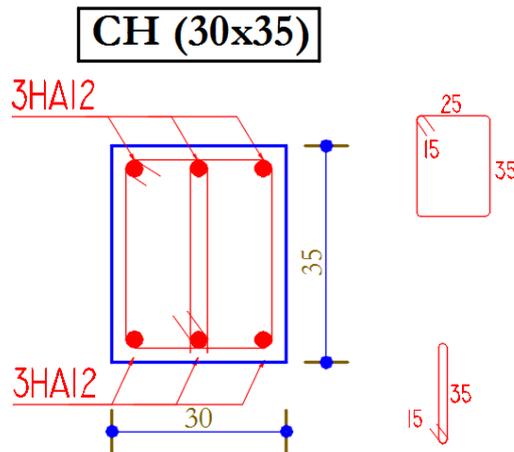


Figure II-14: Schéma de ferrailage des chainages

II.10 Calcul de l'acrotère:**II.10.1 Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$: $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$ et $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

AN : $X_c = 1,20$ cm et $Y_c = 33,01$ cm

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 1,98 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 0,95 \Rightarrow M_p = 0,95 \times 0,33 = 0,31 \cdot \text{KN.m}$$

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a:

$$\begin{cases} \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,91}{1,98} * 10^2 = 46 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ 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

Telle 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.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

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

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

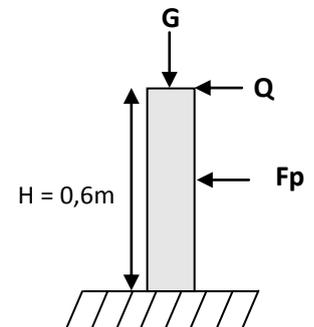
l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0,00864 \text{ m} \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 48,86 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Les sollicitations corrigées pour le calcul deviennent :

$$N_u = 2,673 \text{ KN} \quad ; \quad M_u = N_u \times e \Rightarrow M_u = 1,31 \text{ KN.m};$$



II.10.2 Ferrailage

h = 10 cm ; d = 8 cm ; b = 100 cm

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.31 + 2.673 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.39 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.019$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.079 \text{ m}$$



✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement**

1. Armatures principale : S_t ≤ 100/4 = 25 cm. On adopte S_t = 25 cm.
2. Armatures de répartitions : S_t ≤ 60/3 = 20 cm. On adopte S_t = 20 cm.

✓ **Vérification au cisaillement :**

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

on doit vérifier si : τ_u < τ̄

-ELU

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \text{ Q} \Rightarrow V_u = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.019 \text{ MPa}$$

τ_u < τ̄ → Vérifié (pas de risque de cisaillement)

-ELU ACCIDENTELLE

$$V_U = Q + F_p = 1 + 0.95 = 1.95 \text{ KN.}$$

τ_u < τ̄ → Vérifié (pas de risque de cisaillement)

Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 1.98 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ;$$

η = 1.6 pour les HR σ̄

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$$

$$\text{FN donc : } \bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \iff \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa}$$

- Calcul de y :

$$Y = y_c + c$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{sev}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = \frac{0.6}{1.98} - 0.05 = 0.25 \text{ m}$$

On doit résoudre l'équation suivante :

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

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c)$$

$$P = -0.18m^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = 0.029m^2$$

On remplace dans les valeurs de {q} et {p} dans l'équation (1) :

$$y^3 - 0.18y_c + 0.029 = 0$$

$$\text{La solution dépend : } \Delta = 4p^3 + 27q^2 \implies \Delta = -6.21 \times 10^{-4} < 0$$

Donc il existe 03 racines réelles, on garde celle qui convient :

$$-c \leq y_c \leq h - c \implies 0.25 \leq y_c \leq 0.35$$

$$\alpha = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 0.49$$

$$\phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$$

$$\text{AN : } \phi = 170.61^\circ ; \alpha = 0.49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = 0.49 \cos\left(\frac{170.61}{3} + 0\right) = 0.27 \\ y_{c2} = 0.49 \cos\left(\frac{170.61}{3} + 120^\circ\right) = -0.539 \\ y_{c3} = 0.49 \cos\left(\frac{170.61}{3} + 240^\circ\right) = 0.244 \end{array} \right.$$

Donc on prend : $y_c = 0.27$

$$\text{En fin : } y = 0.27 - 0.25 = 0.02m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

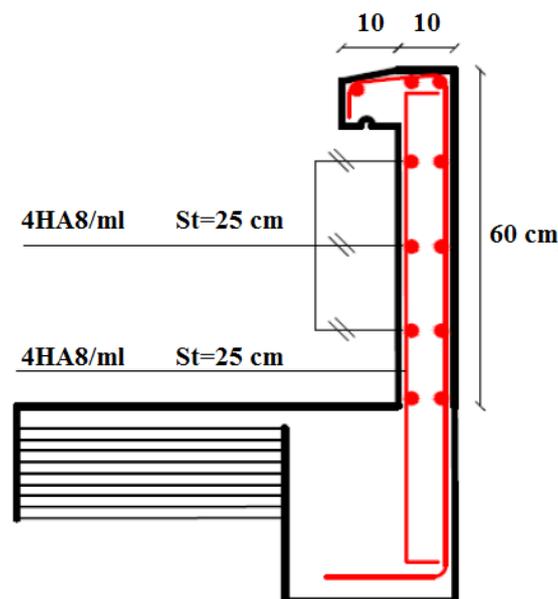
$$\text{AN : } \mu_t = 1.91 \times 10^{-5}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{1.98 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-5}} \times 0.02 = 2.07 \text{ MPA}$$

On a $\sigma_{bc} = 2.07 \text{ MPA} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPA} \implies$ condition vérifier

II.10.3 Schéma de ferrailage



II.11 Etude de l'ascenseur :

II.11.1 Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Pour ce projet, un ascenseur pour huit personnes sera utilisé, dont les caractéristiques sont les

Suivantes :

- L: Longueur de l'ascenseur : $L = 200$ cm
- l : Largeur de l'ascenseur : $l = 180$ cm
- H : Hauteur ascenseur : $H = 220$ cm
- F_c : Charge due a la cuvette : $F_c = 145$ KN
- P_m : Charge due a l'ascenseur : $P_m = 15$ KN
- D_m : Charge due a la salle machine: $D_m = 51$ KN
- P_n : La charge nominale : $P_n = 630$ kg
- Vitesse : $V = 1$ m / s

II.11.2 Dimensionnement de la dalle :

$$\rho = l_x/l_y = 1,8/2 = 0,9 > 0,4$$

→ dalle fléchie selon les deux sens.

$$\rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \rightarrow 4 \leq e \leq 4,5 \text{ (cm)}$$

- $e \geq 11$ cm pour 2h de coupe de feu.

- $e \geq 14$ cm isolation phonique.

$$\Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

II.11.3 Evaluation des charges et surcharges de la dalle ascenseur

$$\text{on a } G_{\text{concentrée}} = D_m + P_m = 51 + 15 = 66 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{concentrée}} = 6,30$$

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

Calcul pour un revêtement de 5cm.

$$G_1 = 25 * 0,14 + 22 * 0,05 = 4,6 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur :**

$$G_2 = \frac{F_s}{s} = \frac{145}{3,6} = 40,28 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total :**

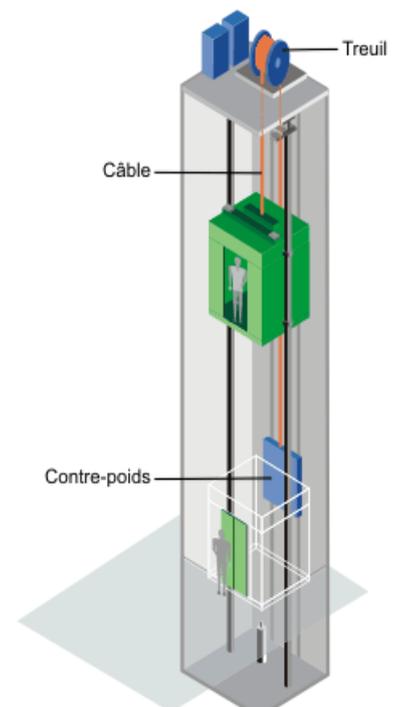


Figure II-15 : Représentation d'un ascenseur à traction à câbles

$$G^{total} = G_1 + G_2 = 44,88 \text{KN/m}^2$$

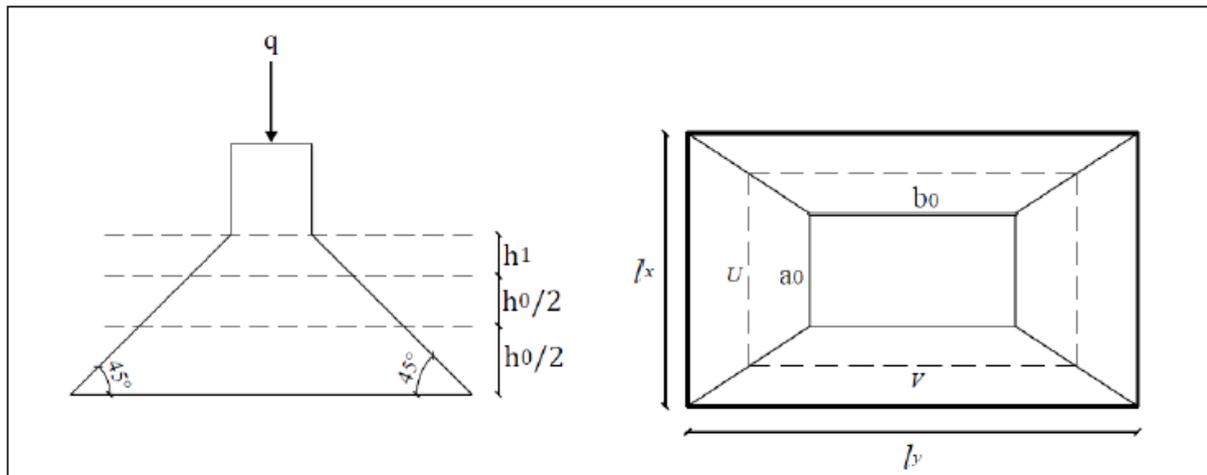


Figure II-16 : Schéma représentatif de la surface d'impact

$$\text{on a } \begin{cases} U = a_0 + h + 2\xi h_0 \\ V = b_0 + h + 2\xi h_0 \end{cases}$$

Avec :

- U et a_0 : Les dimensions parallèles à L_x
- V et b_0 : Les dimensions parallèles à L_y
- $a_0 * b_0 = (80 * 80) \text{cm}^2$: La surface du chargement
- h_0 : L'épaisseur de la dalle pleine
- h_1 : L'épaisseur du revêtement
- $\xi = 0,75$ et $h_1 = 5 \text{ cm}$

On aura donc:

$$\begin{cases} U = 80 + 14 + (2 * 0,75 * 5) = 101,2 \\ V = 80 + 14 + (2 * 0,75 * 5) = 101,2 \end{cases}$$

➤ **Sous charges réparties :**

• **Evaluation des charges**

Avec $Q = 1,5 \text{KN/m}^2$ **DTRBC2.2(Art.7.4)**

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 * 4,6 + 1,5 * 1,5 = 8,46 \text{KN/m}^2 \\ \text{ELS: } q_s = G_1 + Q = 4,6 + 1,5 = 6,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\text{ELU: } \rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 1,25 \text{KN.m} \\ M_0^{y1} = \mu_y * M_0^{x1} = 0,979 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^{x1} = \mu_x * q_s * l_x^2 = 0,931 \text{KN.m} \\ M_0^{y1} = \mu_y * M_0^{x1} = 0,791 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Sous charges concentrées :**

• **Evaluation des charges**

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35G^{\text{concentrée}} + 1,5Q^{\text{concentrée}} = 1,35 * 66 + 1,5 * 6,3 = 98,55 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS: } q_s = G^{\text{concentrée}} + Q^{\text{concentrée}} = 66 + 6,3 = 72,3 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} P_u^{\text{concentrée}} = q_u * (U * V) = 101,52 \text{ KN} \\ P_s^{\text{concentrée}} = q_s * (U * V) = 74,48 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_0^{x2} = P_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_0^{y2} = P_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 Sont des coefficients donnés par les abaques de Pigeaud (Annexe n°4 et 5) en fonction de ρ .

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

$$\nu : \text{Coefficient de poisson : } \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{D'après les deux abaques de Pigeaud pour } \rho = 0,9 \quad \begin{cases} M_1 = 0,089 \\ M_2 = 0,073 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^{x2} = 9,03 \text{ KN.m} \\ M_0^{y2} = 7,41 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_0^{x2} = 7,72 \text{ KN.m} \\ M_0^{y2} = 6,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_0^x = M_0^{x1} + M_0^{x2} \\ M_0^y = M_0^{y1} + M_0^{y2} \end{cases} \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = 10,28 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 8,39 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = 8,65 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 7,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments corrigé**

En travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 8,74 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 7,13 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 7,35 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 6,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Au appuis

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_a^x = -0,3M_0^x = -3,08 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0,85M_0^y = -3,36 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_a^x = -0,3M_0^x = -2,59 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,4M_0^y = -3,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du ferrailage**

Le tableau suivant résume les résultats du ferrailage de la dalle salle machine :

Tableau II-47 : Ferrailage de la salle machine

| Position | Sens | M (KN.m) | μ_{bu} (10^{-3}) | α | Z (m) | A^{cal} (cm^2/ml) | A^{min} (cm^2/ml) | A^{opte} (cm^2/ml) | St (cm) |
|----------|------|-------------|-----------------------------|----------|----------|----------------------------|----------------------------|-----------------------------|------------|
| Travee | x-x | 8,74 | 0,051 | 0,065 | 0,107 | 2,34 | 1,15 | 4HA10=3,14 | 25 |
| | y-y | 7,13 | 0,041 | 0,053 | 0,108 | 1,90 | 1,12 | 4HA8=2,01 | 25 |
| Appui | x-x | -3,08 | 0,018 | 0,023 | 0,109 | 0,81 | 1,15 | 4HA8=2,01 | 25 |
| | y-y | -3,36 | 0,019 | 0,025 | 0,109 | 0,89 | 1,12 | 4HA8=2,01 | 25 |

- **Vérification des espacements**

$$S_t \leq (2e ; 25) = 25 \text{ cm}$$

- **Vérfications à l'ELU**

- ✓ **Vérification du poinçonnement**

$$q_u \leq 0,045 * U_c * h * \frac{f_e}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Art A.5.2.4.2)}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h: Hauteur de la dalle

$$U_c = 2 * (U + V) = 2 * (101,5 + 101,5) = 406 \text{ cm}$$

$$98,55 \leq 0,045 * 4,06 * 0,14 * \frac{25}{1,5} * 10^3 = 426,3 \text{ KN}$$

→ Pas de risque de poinçonnement.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17$$

Tableau II-48: Vérification de l'effort tranchant de la salle machine

| Effort tranchant | Sous charge repartie | Sous charge concentrée | Superposition $V = V_1 + V_2$ | $\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d}$ |
|-----------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Selon X et Y $V_x - V_y$ | 2,78 | 32,36 | 35,14 | 0,319 |

$$\tau_u = 0,319 < 1,17 \text{ (MPa)}$$

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

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

Tableau II-49 : Vérification des contraintes a l'ELS de la dalle salle machine

| Pos. | sens | M_{ser} (KN.m) | y (cm) | I (cm^4) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | | Obs. |
|--------|------|---------------------|-----------|-----------------|--|---------------------|----------|
| | | | | | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | |
| Travée | x-x | 7,35 | 2,78 | 3898,64 | 5,24 | 15 | Vérifier |
| | y-y | 6,42 | 2,29 | 2687,6 | 5,47 | 15 | Vérifier |
| Appui | x-x | -2,59 | 2,29 | 2687,6 | 2,21 | 15 | Vérifier |
| | y-y | -3,02 | 2,29 | 2687,6 | 2,57 | 15 | Vérifier |

✓ **Etat limite de déformation (Flèche) :**

Sens x - x :

- 1) $\frac{h_t}{l_x} = \frac{0,14}{1,8} = 0,077 > = \left[\frac{3}{80}; \frac{7,35}{20*8,65} \right] = 0,042$ Condition vérifiée.
- 2) $\frac{A_s}{b.d} = 2,85 * 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3}$ Condition vérifiée.
- 3) $l_x = 1,8 m < 8 m$ Condition vérifiée.

Sens y - y :

- 1) $\frac{h_t}{l_y} = \frac{0,14}{2} = 0,07 > 0,042$ Condition vérifiée.
- 2) $\frac{A_s}{b.d} = 1,83 * 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 * 10^{-3}$ Condition vérifiée.
- 3) $l_y = 2 m < 8 m$ Condition vérifiée.

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

III. CHAPITRE III

III.1 Introduction

Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

III.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul:

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

Pour ce projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, du fait que les conditions d'application ne sont pas satisfaites, car le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan et en élévation, de surcroît la condition complémentaire relative à la hauteur du bâtiment $H_{Structure} > 23m$ **RPA99v2003 (Art. 4.1.2)**

Selon le RPA99v2003, la méthode adéquate restante à utiliser pour ce cas, est la méthode d'analyse modale spectrale, dont l'utilisation est simplifiée avec le logiciel ETABS2016.

III.3 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W : L \text{ effort tranchant statique à la base du bâtiment } \mathbf{RPA99v2003 (4.1)}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q : Facteur de qualité.

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

- ✓ $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Valeurs des pénalités P_q

| N° | « Critère q » | Observation | Pénalités |
|----|---|--------------|-----------|
| 01 | Conditions minimales sur les files de contreventement | Non vérifiée | 0.05 |

| | | | |
|----|-----------------------------------|--------------|------|
| 02 | Redondance en plan | Non vérifiée | 0.05 |
| 03 | Régularité en plan | Non vérifiée | 0.05 |
| 04 | Régularité en élévation | Non Vérifiée | 0.05 |
| 05 | Contrôle de qualité des matériaux | Vérifiée | 0.00 |
| 06 | Contrôles d'exécution | Vérifiée | 0.00 |

Remarque :

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

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

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

Dans notre cas : $W = 59138.0786 \text{ KN}$

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

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

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

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

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

D'où, $\eta = 0,816$

$$\checkmark \text{ On a un site meuble S3 } \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

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

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

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

$H = 38.42 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment.

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

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

$$\begin{cases} L_x = 20.05 \text{ m} \\ L_y = 28.7 \text{ m} \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0.77s, 0.77s) = 0.77 \text{ s} \\ T_y = \min(0.77s, 0.65s) = 0.65 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.53 \\ D_y = 1.71 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 3257.325 \text{ KN} \\ V_{yst} = 3640.54 \text{ KN} \end{cases}$$

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

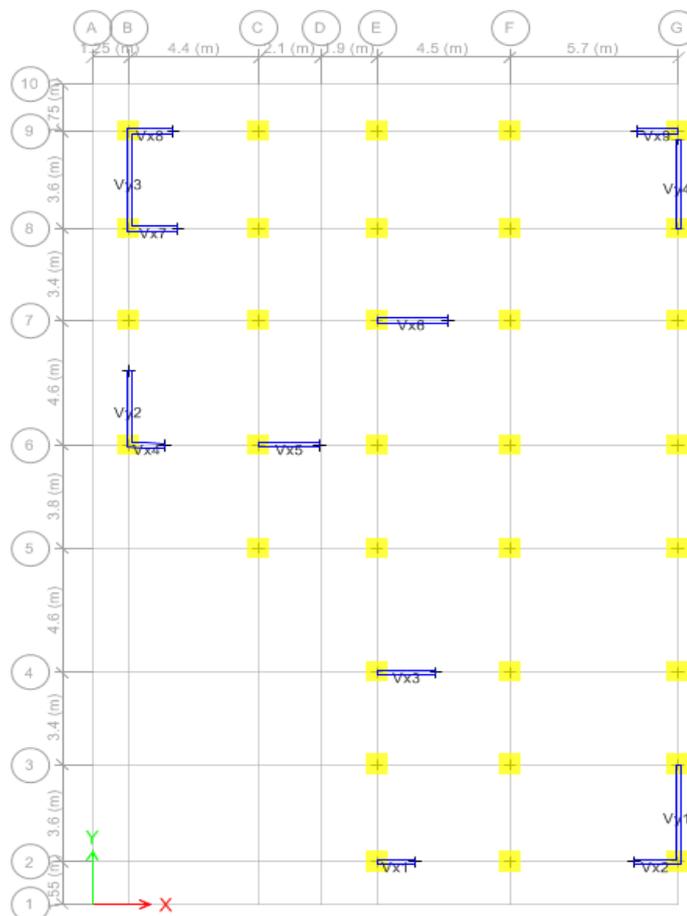
Disposition des voiles de contreventements

L'aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d'emplacements des voiles, plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un résultat concluant, avec un meilleur comportement tout en satisfaisant les prescriptions du RPA99v2003.

Remarque : Une proposition de créer le poteau G5 et de prolongés les deux poteaux G5 et G6 jusqu'au dernier niveau, vu l'irrégularité de la structure et afin d'avoir un comportement plus au moins bon.

La disposition à laquelle nous avons abouti est la suivante :

Figure III-1 : Disposition des voiles



III.4 Modes de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article du RPA99v2003 (Art. 4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales cumulées effectives pour les modes retenus, soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau III-2 : Périodes et taux de participation massique de la structure

| Modes | Périodes (s) | (%) de la Masse modale | | (%) Cumulés de la masse modale | |
|-----------|--------------|------------------------|----------------|--------------------------------|----------------|
| | | U _x | U _y | U _x | U _y |
| 1 | 0.925 | 0.7337 | 0.0005 | 0.7337 | 0.0005 |
| 2 | 0.772 | 0.0003 | 0.6975 | 0.7339 | 0.6979 |
| 3 | 0.722 | 0.0088 | 0.0034 | 0.7427 | 0.7014 |
| 4 | 0.285 | 0.1234 | 3.207E-05 | 0.8661 | 0.7014 |
| 5 | 0.214 | 1.339E-05 | 0.1424 | 0.8661 | 0.8437 |
| 6 | 0.204 | 0.0004 | 0.0234 | 0.8665 | 0.8671 |
| 7 | 0.144 | 0.0478 | 7.57E-06 | 0.9143 | 0.8671 |
| 8 | 0.103 | 5.005E-06 | 0.0433 | 0.9143 | 0.9104 |
| 9 | 0.097 | 0.0001 | 0.0134 | 0.9144 | 0.9239 |
| 10 | 0.087 | 0.0262 | 5.069E-06 | 0.9406 | 0.9239 |
| 11 | 0.066 | 9.223E-07 | 0.0215 | 0.9406 | 0.9454 |
| 12 | 0.061 | 0.0001 | 0.005 | 0.9407 | 0.9504 |

Analyse du comportement de la structure :

Figure III-2 : 1er mode de déformation (translation suivant x-x)

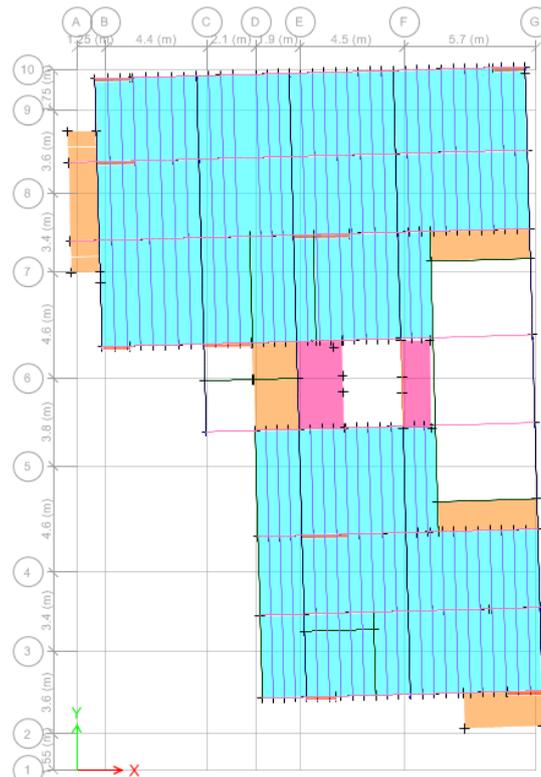


Figure III-3 : 2ème mode de déformation (translation suivant y-y)

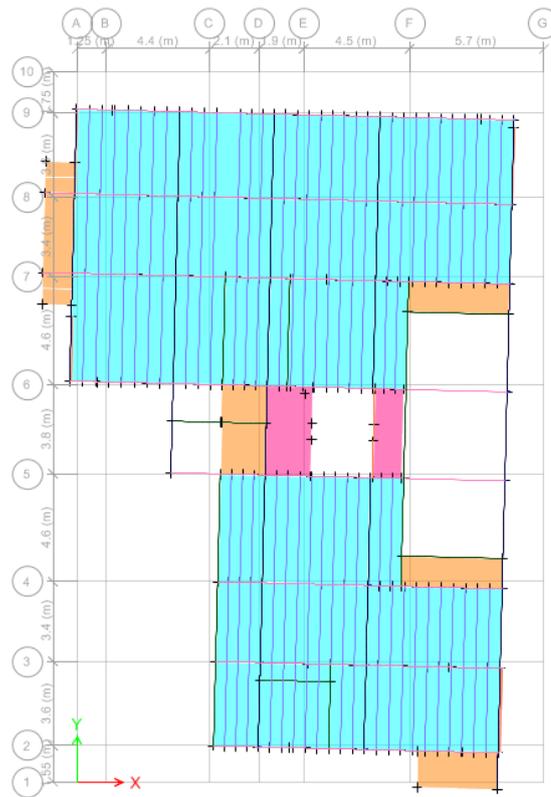
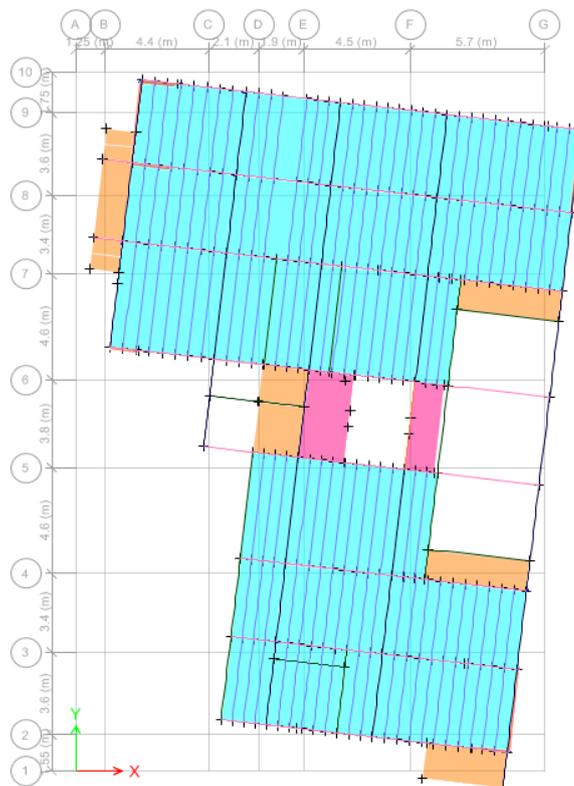


Figure III-4 : 3ème mode de déformation (rotation suivant z-z)



III.5 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

| Sens | V_{dyn} (KN) | $0.8*V_{st}$ (KN) | Observation |
|----------|----------------|-------------------|--------------|
| Sens X-X | 2409.334 | 2605.86 | Non vérifiée |
| Sens Y-Y | 2589.3189 | 2912.432 | Non vérifiée |

On constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon le sens X et les sens Y alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$, comme suit :

$$\text{Sens X : } \frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}} = 1.0815$$

$$\text{Sens Y : } \frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}} = 1.1248$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Tableau III-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration de l'action sismique

| Sens | V_{dyn} (KN) | $0.8*V_{st}$ (KN) | Observation |
|----------|----------------|-------------------|-------------|
| Sens X-X | 2605.86 | 2605.86 | Vérifiée |
| Sens Y-Y | 2912.432 | 2912.432 | Vérifiée |

III.6 Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.2.) et (IV.3.) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Sous charges verticales :

Tableau III-5 : Interactions sous charges verticales

| Niveaux | Charges reprises en (KN) | | Pourcentages repris (%) | |
|-------------|--------------------------|------------|-------------------------|--------|
| | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
| Entre sol 1 | -51558.8678 | -11072.591 | 82.32 | 17.67 |

NB : D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On remarque que l'interaction sous charges verticales, est satisfaite au niveau de la base du bâtiment.

Sous charges horizontales :

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau III-6 : Interactions sous charges horizontales

| Niveaux | Interaction selon X-X | | | | Interaction selon Y-Y | | | |
|-------------|-----------------------|----------|------------------------------|--------|-----------------------|-----------|------------------------------|--------|
| | Charges horizontales | | (% des charges horizontales) | | Charges horizontales | | (% des charges horizontales) | |
| | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles | Portiques | Voiles |
| Entre sol 1 | 875.0385 | 1279.805 | 40.60 | 59.39 | 860.8517 | 1661.6997 | 34.12 | 65.87 |

| | | | | | | | | |
|----------------|----------|----------|-------|-------|----------|-----------|-------|-------|
| RDC | 803.4196 | 1163.923 | 40.83 | 59.16 | 621.39 | 1831.3611 | 25.33 | 74.66 |
| Etage 1 | 1068.755 | 961.3568 | 52.64 | 47.35 | 879.8589 | 1453.2684 | 37.71 | 62.28 |
| Etage 2 | 959.934 | 909.3717 | 51.35 | 48.64 | 894.8072 | 1307.1572 | 40.63 | 59.36 |
| Etage 3 | 930.2216 | 772.0758 | 54.64 | 45.35 | 937.2768 | 1098.7079 | 46.03 | 53.96 |
| Etage 4 | 773.8903 | 753.6939 | 50.66 | 49.33 | 841.4241 | 999.0262 | 45.71 | 54.28 |
| Etage 5 | 743.9312 | 595.8281 | 55.52 | 44.47 | 851.1443 | 768.1442 | 52.56 | 47.43 |
| Etage 6 | 567.494 | 563.2781 | 50.18 | 49.81 | 710.5352 | 663.2072 | 51.72 | 48.27 |
| Etage 7 | 510.2422 | 378.0924 | 57.43 | 42.56 | 695.6512 | 408.6381 | 62.99 | 37.01 |
| Etage 8 | 330.8427 | 296.1251 | 52.76 | 47.23 | 558.6986 | 286.0492 | 66.13 | 33.86 |
| Etage 9 | 329.5224 | 129.6895 | 71.75 | 28.24 | 557.325 | 289.8771 | 65.78 | 34.21 |

NB : le système est justifié horizontalement selon x-x sauf pour l'entre-sol 2 où le pourcentage est très proche du pourcentage parfait.

NB : Les résultats obtenus montrent que l'interaction Voiles-portiques selon y-y sous charges horizontales est vérifiée pour tous les niveaux.

III.7 Vérification de l'effort normal réduit

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

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

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

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

Tableau III-7 : Vérification de l'effort normal réduit

| Niveaux | B (cm ²) | N (KN) | γ | Observation |
|--------------------|----------------------|-----------|-----------|-------------|
| Entre sol 1 | 5625 | 3374.5664 | 0.2399692 | Vérifiée |
| RDC | 5625 | 3023.8986 | 0.2150328 | Vérifiée |
| Etage 1 | 4900 | 2612.9104 | 0.2132988 | Vérifiée |
| Etage 2 | 4900 | 2254.0504 | 0.1840041 | Vérifiée |
| Etage 3 | 4900 | 1903.7755 | 0.1554102 | Vérifiée |
| Etage 4 | 4225 | 1563.3249 | 0.1480071 | Vérifiée |
| Etage 5 | 4225 | 1240.6184 | 0.117455 | Vérifiée |
| Etage 6 | 3600 | 956.076 | 0.1062307 | Vérifiée |
| Etage 7 | 3600 | 693.7132 | 0.0770792 | Vérifiée |
| Etage 8 | 3025 | 445.7527 | 0.0589425 | Vérifiée |
| Etage 9 | 3025 | 205.6786 | 0.0271972 | Vérifiée |

III.8 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

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

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Vérifications des déplacements de niveaux

| Niveaux | h_k (m) | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | | |
|---------|--------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|
| | | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | Δ_k/h_k (%) | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | Δ_k/h_k (%) |
| ES 1 | 3,4 | 0.000 245 | 0.001 225 | 0 0 | 0.001 225 | 0.03602 941 | 0.000 158 | 0.000 79 | 0 0 | 0.000 79 | 0.023235 29 |
| RDC | 4,08 | 0.000 565 | 0.002 825 | 0.001 225 | 0.001 6 | 0.03921 569 | 0.000 338 | 0.001 69 | 0.000 79 | 0.000 9 | 0.022058 82 |
| 01 | 3,06 | 0.000 724 | 0.003 62 | 0.002 825 | 0.000 795 | 0.02598 039 | 0.000 443 | 0.002 215 | 0.001 69 | 0.000 525 | 0.017156 86 |
| 02 | 3,06 | 0.000 781 | 0.003 905 | 0.003 62 | 0.000 285 | 0.00931 373 | 0.000 499 | 0.002 495 | 0.002 215 | 0.000 28 | 0.009150 33 |
| 03 | 3,06 | 0.000 791 | 0.003 955 | 0.003 905 | 5E-05 | 0.00163 399 | 0.000 528 | 0.002 64 | 0.002 495 | 0.000 145 | 0.004738 56 |
| 04 | 3,06 | 0.000 776 | 0.003 88 | 0.003 955 | -7.5E-05 | 0.00245 098 | 0.000 543 | 0.002 715 | 0.002 64 | 0.000 075 | 0.002450 98 |
| 05 | 3,06 | 0.000 735 | 0.003 675 | 0.003 88 | 0.000 205 | 0.00669 935 | 0.000 537 | 0.002 685 | 0.002 715 | -3E-05 | 0.000980 39 |
| 06 | 3,06 | 0.000 681 | 0.003 405 | 0.003 675 | 0.000 27 | 0.00882 353 | 0.000 523 | 0.002 615 | 0.002 685 | -7E-05 | 0.002287 58 |
| 07 | 3,06 | 0.000 606 | 0.003 03 | 0.003 405 | 0.000 375 | 0.01225 49 | 0.000 493 | 0.002 465 | 0.002 615 | 0.000 15 | 0.004901 96 |
| 08 | 3,06 | 0.000 528 | 0.002 64 | 0.003 03 | 0.000 39 | 0.01274 51 | 0.000 459 | 0.002 295 | 0.002 465 | 0.000 17 | 0.005555 56 |
| 09 | 3,06 | 0.000 448 | 0.002 24 | 0.002 64 | 0.000 4 | 0.01307 19 | 0.000 381 | 0.001 905 | 0.002 295 | 0.000 39 | 0.012745 1 |

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

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

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

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

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

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

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

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

h_K : Hauteur de l'étage "k".

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

| Niveaux | h_k (cm) | P_k (KN) | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|-------------|---------------|---------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | | | Δ_k | V_k (KN) | θ_K | Δ_k | V_k (KN) | θ_K |
| Entre sol 1 | 3.4 | 59138.07 | 0.00024 | 2409.334 | 0.0017687 | 0.00015 | 2589.318 | 0.0010613 |
| RDC | 4.08 | 52745.52 | 0.00056 | 2369.055 | 0.0030831 | 0.00033 | 2545.380 | 0.0017166 |
| Etage 1 | 3.06 | 46219.21 | 0.00072 | 2263.606 | 0.0048310 | 0.00044 | 2441.765 | 0.0027403 |
| Etage 2 | 3.06 | 40641.06 | 0.00078 | 2133.501 | 0.0048618 | 0.00049 | 2314.498 | 0.0028634 |
| Etage 3 | 3.06 | 35062.91 | 0.00079 | 1965.781 | 0.0046107 | 0.00052 | 2149.013 | 0.0028152 |
| Etage 4 | 3.06 | 29484.76 | 0.00076 | 1769.378 | 0.0042258 | 0.00054 | 1947.769 | 0.0026862 |
| Etage 5 | 3.06 | 24067.32 | 0.00073 | 1552.164 | 0.0037244 | 0.00053 | 1714.226 | 0.0024638 |
| Etage 6 | 3.06 | 18815.08 | 0.00068 | 1309.341 | 0.003198 | 0.00052 | 1450.395 | 0.0022171 |
| Etage 7 | 3.06 | 13739.98 | 0.00060 | 1028.923 | 0.0026445 | 0.00049 | 1144.355 | 0.0019344 |
| Etage 8 | 3.06 | 8860.875 | 0.00052 | 725.6443 | 0.002107 | 0.00045 | 807.7474 | 0.0016454 |
| Etage 9 | 3.06 | 3954.927 | 0.00044 | 350.1455 | 0.0016536 | 0.00038 | 396.7543 | 0.0012411 |

On voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, nous avons pu satisfaire toutes les exigences du **RPA99v2003**, tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement, nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment, et cela après augmentation des sections des poteaux, et des poutres.

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

Tableau III-10 : Dimensions finales des éléments structuraux

| Niveaux | E.S1+ RDC | 1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage | 4 ^{ème} +5 ^{ème} étage | 6 ^{ème} +7 ^{ème} étage | 8 ^{ème} +9 ^{ème} étage |
|---|-----------|--|---|---|---|
| Poteaux (cm²) | 75×75 | 70×70 | 65×65 | 60×60 | 55× 55 |
| Voiles (cm) | 17cm | 15cm | | | |
| Poutres Principales (cm²) | 30×45 | | | | |
| Poutres Secondaires (cm²) | 30×45 | | | | |

IV. Chapitre IV

IV.1 Introduction

Les différents efforts et sollicitations ainsi associés à chacun des éléments, leur ferrailage devient possible. Le principe consiste en l'application des méthodes de calcul basées sur la philosophie des états limites et servant à définir des sections d'acier totales dans les sections des différents éléments en béton, ces dernières étant primordiales à la reprise des efforts imposés.

Ces sections d'aciers devront toutefois être conformes à des normes définies par les différents règlements de construction. Ces normes prescrivent en outre les ferrailages minimaux et maximaux ainsi que quelques dispositions constructives qui seront exposées dans ce qui suit.

IV.2 Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

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

Recommandations

➤ Armatures longitudinales: RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS

IV.2.1 Vérification des armatures selon le RPA99v2003

- **Les longueurs de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi \quad (\text{Art. 7.5.2.1})$$

- Pour $\phi = 14 \text{ mm}$ $\longrightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ \longrightarrow On adopte : $L_r = 65 \text{ cm}$.

- Pour $\phi = 12 \text{ mm}$ $\longrightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ \longrightarrow On adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.

Armatures Longitudinales (Art. 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% ($b \times h$) en toute section (en zone II.a).

- **Armatures transversales**

- ❖ **Calcul de ϕ_t : BAEL91 (Art. H.III.3)**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12,86 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 12,86 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier).

- **Calcul des espacements St :**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 20 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification des sections d'armatures transversales minimales:**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ *Vérifiée.*

- **Vérfications nécessaires**

- ❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 4\%(b \times h)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaire : } A_{max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 6\%(b \times h)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{max} = 81 \text{ cm}^2$$

Tableau IV-1 : Ferrailage des poutres

| Type | localisation | M (KN.m) | Combinaisons | V _{max} (KN) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | N ^{bre} de barres | A _{adop} (cm ²) |
|------------|--------------|----------|--------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| PP (30x45) | Travée | 64.5619 | ELU | -137.7 | 4.62 | 6.75 | 3HA14 fil +2HA12 chap | 6,88 |
| | Appui | -104.9 | ELU | | 7.76 | 6.75 | 3HA14 fil +3HA12 chap | 8,01 |
| PS (30x45) | Travée | 87.7556 | ELA | 71.3639 | 5.48 | 6.75 | 3HA14 fil +2HA12 chap | 6,88 |
| | Appui | -96.0361 | ELA | | 6.03 | 6.75 | 3HA14 fil +2HA12 chap | 6,88 |

• **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité:

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Vérification des contraintes tangentielles

| Poutres | V ^{max} (KN) | τ _{bu} (Mpa) | τ̄ _{bu} (Mpa) | Observation |
|-------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------------|
| Principale | 137.7 | 1,09 | 3,33 | Vérifiée |
| Secondaires | 71.3639 | 0.57 | 3.33 | Vérifiée |

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement:

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau IV-3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

| Poutres | V ^{max} (KN) | M _a (KN.m) | A _l (cm ²) | A _l ^{rive} (cm ²) | A _l ^{inter} (cm ²) | Observation |
|-------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|--|-------------|
| Principale | 137.7 | -104.9 | 8,01 | 3,96 | 5,38 | Vérifiée |
| Secondaires | 71.3639 | -96.0361 | 6,88 | 1.78 | 2.90 | Vérifiée |

• **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

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

Tableau IV-4 : Vérification de l'état limite de compression du béton

| Poutres | Localisation | M^{ser} (KN.m) | A_s (cm^2) | Y (cm) | I (cm^4) | Contraintes | | Observation |
|-------------|--------------|---------------------|---------------------|-----------|-----------------|----------------|----------------------|-------------|
| | | | | | | σ (MPa) | $\bar{\sigma}$ (MPa) | |
| Principales | Travée | 46.98 | 6,88 | 13,90 | 108343,942 | 6,03 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | -76.29 | 8,01 | 14,77 | 121309,1523 | 9,35 | 15 | Vérifiée |
| Secondaires | Travée | 42,34 | 6,88 | 13,9 | 108343,94 | 5,43 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | -56.46 | 6.88 | 13.9 | 108343.94 | 7.24 | 15 | Vérifiée |

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

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

$$1) \frac{h}{l} \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right)$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq A_f = \frac{4,2}{f_e}$$

$$3) L \leq 8 \text{ m.}$$

Exemple de calcul :

Poutre principale :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{45}{570} = 0,079 \text{ et } M_t = 46.98 \text{ KN.m}$$

$$G = 18,48 \text{ KN/m}; Q = 5,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; G_0 = 3,375 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 18,49 + 3,375 = 21,86 \text{ KN/m}$$

$$q^{ser} = G + Q = 21,86 + 5,25 = 27,11 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q^{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{27,11 \cdot 5,7^2}{8} = 110,10 \text{ KN/m}$$

$$\text{Ce qui donne : } \frac{h}{l} = 0,079 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{47,0346.98}{10 \cdot 110,10}\right) = 0,062$$

$$2) \frac{A}{b.d} = \frac{6,88 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 0,42} = 5,46 \cdot 10^{-3} \leq A_f = \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

$$3) L = 5,7 \text{ m} \leq 8 \text{ m.}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Tableau IV-5 : Vérifications des poutres

| Poutre | h (cm) | b (cm) | L (m) | A_s (cm^2) | $\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \cdot M_0}\right)$ | $\frac{A}{b.d} \leq A_f = \frac{4,2}{f_e}$ | Obs. |
|-------------------|-----------|-----------|----------|---------------------|--|--|----------|
| Poutre principale | 45 | 30 | 5,7 | 6,88 | 0,079 > 0,062 | $5,46 \cdot 10^{-3} \leq 0,0105$ | Vérifiée |

| | | | | | | | |
|--------------------------|----|----|-----|------|-----------------|------------------------------|----------|
| Poutre secondaire | 45 | 30 | 3,8 | 6,88 | $0,118 > 0,062$ | $5,46 * 10^{-3} \leq 0,0105$ | Vérifiée |
|--------------------------|----|----|-----|------|-----------------|------------------------------|----------|

Schémas de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés, dans les figures ci-dessous.
Exemple de dispositions constructives d'une poutre :

Figure IV-1: Schéma d'exemple de dispositions constructives de la poutre principale

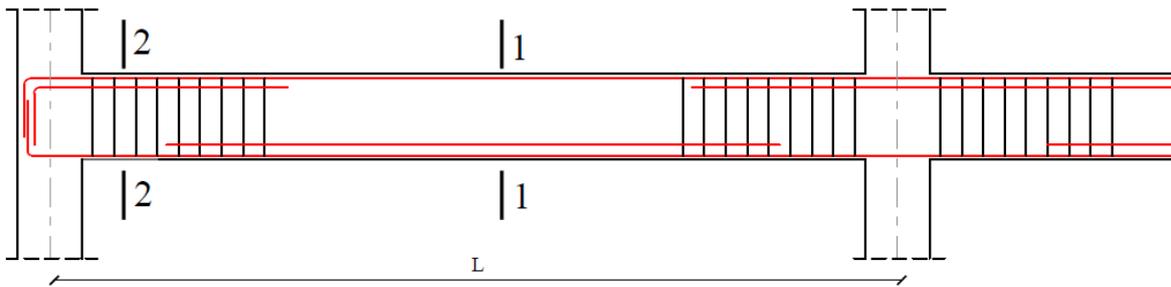
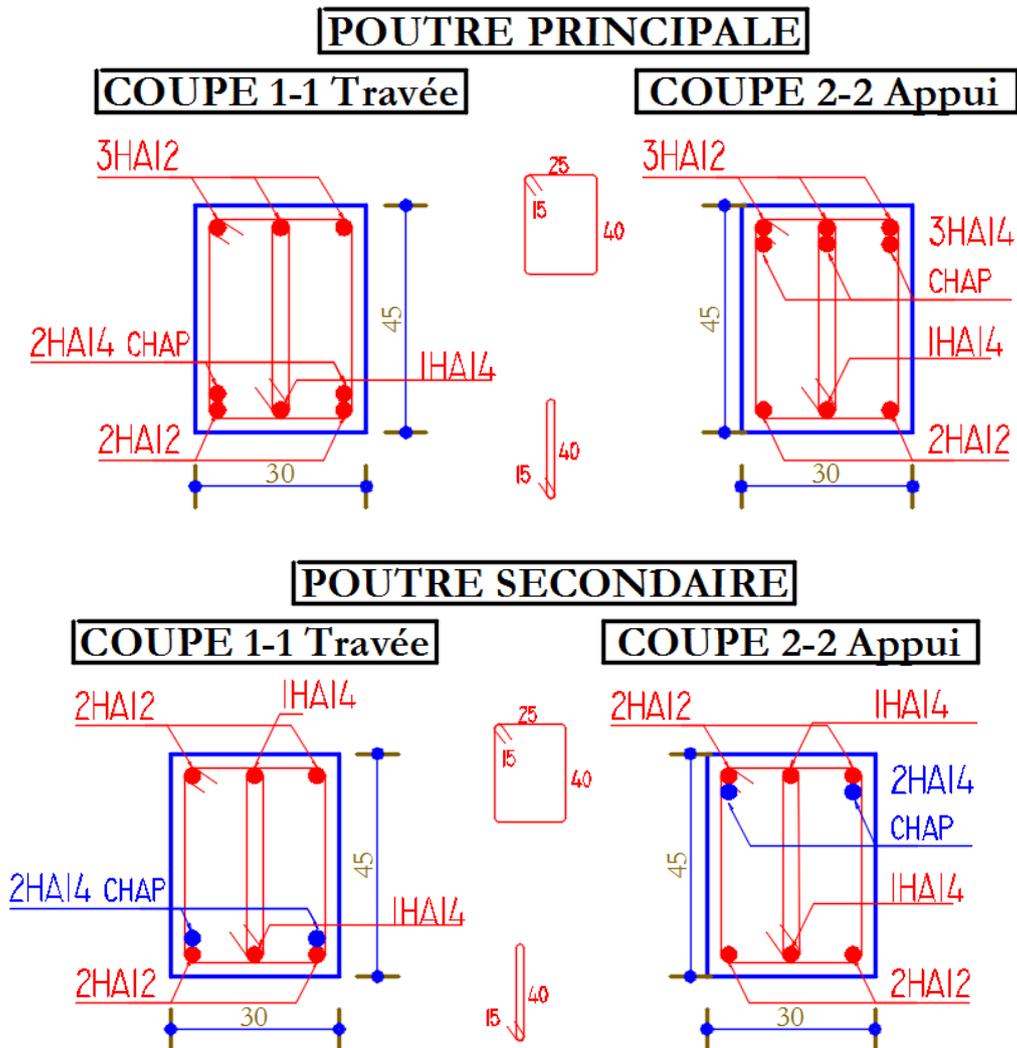


Figure IV-2 : Schémas de ferrailage de la poutre principale et secondaire des étages courants



IV.3 Étude des Poteaux :

IV.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1) 1.35 G + 1.5 Q
- 2) G + Q
- 3) G + Q ± E
- 4) 0.8 G ± E

Il s'agit de ferrailer les poteaux pour chaque niveau, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

IV.3.2 Recommandation du RPA99v2003

A. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

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

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

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

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

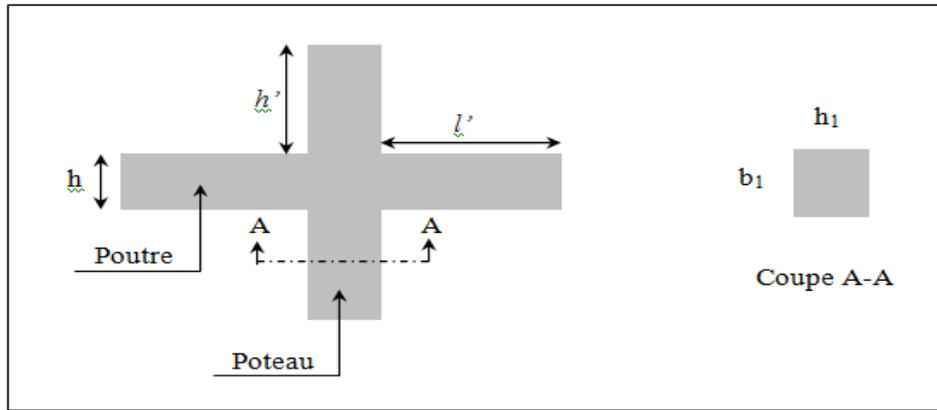


Figure IV-3 :-Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99v2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

| Niveaux | Section du poteau (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| ES1 et RDC | 75× 75 | 45 | 225 | 337.5 |
| 1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage | 70× 70 | 39.2 | 196 | 294 |
| 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 65× 65 | 33.8 | 169 | 253.5 |
| 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage | 60× 60 | 28.8 | 144 | 216 |
| 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage | 55× 55 | 24.2 | 121 | 181.5 |

B. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

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

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

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

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

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

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

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

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

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

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

Sollicitations

Tableau IV-7 : Sollicitations maximales dans les poteaux

| ETAGES | N_{\max} | M_{cor} | M_{\max} | N_{cor} | N_{\min} | M_{cor} | $V_{\max}(\text{KN})$ |
|--------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|-----------------------|
| E.S 1 | 3712.9223 | 58.7259 | 123.2889 | -558.2266 | -55.4511 | 91.7456 | 67.1312 |
| RDC | 3317.6699 | 54.2439 | 102.5601 | -190.1054 | -3.0816 | 71.8397 | 65.2236 |
| 1 | 2910.9978 | 52.5908 | 125.3015 | 600.2657 | -13.1161 | 54.4697 | 74.7598 |
| 2 | 2530.3469 | 30.2386 | 123.9029 | 552.121 | 24.3686 | 26.5829 | 75.3576 |
| 3 | 2162.6455 | 33.5883 | 127.4852 | 503.7083 | 57.4594 | 38.7365 | 82.5401 |
| 4 | 1803.1466 | 34.472 | 109.856 | 449.4311 | 91.6283 | 13.5463 | 72.2144 |
| 5 | 1456.8173 | 23.8357 | 116.1089 | 393.0915 | 74.3405 | 31.3891 | 77.6167 |
| 6 | 1149.7484 | 17.4416 | 92.5796 | 326.2126 | 11.1704 | 21.09 | 62.7225 |
| 7 | 856.5256 | 15.3202 | 93.7274 | 252.6434 | 2.4471 | 8.9406 | 63.874 |
| 8 | 565.9121 | 20.5368 | 68.0128 | 107.597 | -5.4776 | 8.8176 | 46.8273 |
| 9 | 267.1432 | 24.8933 | 72.0921 | 116.8007 | 14.1165 | 30.8212 | 53.735 |

IV.3.3 Ferrailage

A. Armatures longitudinales

Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau le plus sollicité de l'entresol :

Données :

Soit : $b=75 \text{ cm}$; $h=75 \text{ cm}$; $d=71 \text{ cm}$; $f_e=400 \text{ MPa}$

Situation durable : $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,5$

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

a) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$.

$$N_{\max}=3712.9223 \text{ KN}$$

Combinaison de calcul : ELU

$$M_{\text{cor}}=58.7259 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.58 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression, et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, on doit donc vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-d') - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1302.554 \text{ KN.m}$$

$$3712.9223 (0.71 - 0.04) - 1302.554 = 1.18 < (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.04) \times 0.75 \times 0.75 \times 14.2 = 1.76$$

La section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0,242$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.35 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,61 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 61.39 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -45.3 \text{ cm}^2 \text{ Donc } A = 0 \text{ cm}^2.$$

b) **Calcul sous $M_{max} \rightarrow N_{cor}$.**

$$M_{max} = 123.2889 \text{ KN}$$

Combinaison de calcul : $G+Q \pm E_y$

$$N_{cor} = -558.2266 \text{ KN.m}$$

$$N \text{ est un effort de traction et } e_G = \frac{M}{N} = 22.08 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

$$M_{ua} = 310.29 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} < (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu} \longrightarrow \text{SET}$$

$$A_1 = 11.17 \text{ cm}^2 \text{ et } A = -4.86 \text{ cm}^2 \text{ Donc } A = 0 \text{ cm}^2.$$

c) **Calcul sous $N_{min} \rightarrow M_{cor}$.**

$$N_{min} = -55.4511 \text{ KN}$$

Combinaison de calcul : ELA

$$M_{cor} = 91.7456 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} > 37.5 \text{ cm}$$

N est un effort de traction, et le centre de pression est à l'extérieur de la section du béton et :

$$N_u(d-d') - M_{ua} < (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu}$$

=> SPC

$$M_{ua} = 110.32 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = 3.91 \text{ cm}^2 \text{ et } A = 2.32 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec : } A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{75 \times 75 \times 2.1}{400} = 29.53 \text{ pour toute la section.}$$

On ferraille avec A_{min} .

Le poteau sera donc ferrillé avec $A = 29.53 \text{ cm}^2$ / Toute la section.

Le tableau ci-dessous résume les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux :

Tableau IV-8 : Sollicitations et ferrillages des poteaux

| Etages | Section (cm ²) | Sollicitation | Comb | | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Choix des barres (cm ²) |
|--------|----------------------------|--------------------------------------|------|-----|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| ES1 | 75 × 75 | N _{max} M _{cor} | ELU | SPC | 0 | 45 | 4HA16+ 12HA20 = 45.74 |
| | | M _{max} N _{cor} | ELA | SET | 0 | | |
| | | N _{min} M _{cor} | ELA | SPC | 2.32 | | |

| | | | | | | | |
|------------|--------|------------------------|-----|-----|------|------|--|
| RDC | 75× 75 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 45 | 4HA16+ 12HA20 = 45.74 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0.46 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 2.49 | | |
| 1 | 70× 70 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 39.2 | 8HA16+ 8HA20 = 41.21 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0.74 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 1.85 | | |
| 2 | 70× 70 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 39.2 | 8HA16+ 8HA20 = 41.21 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 0,60 | | |
| 3 | 70× 70 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 39.2 | 8HA16+ 8HA20 = 41.21 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 0.50 | | |
| 4 | 65× 65 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 33.8 | 4HA20+ 12HA16= 36.7 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 0 | | |
| 5 | 65× 65 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 33.8 | 4HA20+ 12HA16= 36.7 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 0.03 | | |
| 6 | 60× 60 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 28.8 | 4HA14+ 12HA16 = 30,29 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 0.75 | | |
| 7 | 60× 60 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 28.8 | 4HA14+ 12HA16 = 30,29 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 0.03 | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 0.36 | | |
| 8 | 55× 55 | N_{max} | ELU | SPC | 0 | 24.2 | 4HA20+8HA14= |

| | | | | | | | | | | | |
|----------|-------|------------------------|-----|-----|------|------|--|--|--|--|-------------------------------------|
| | | M_{cor} | | | | | | | | | 24.89 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 1.57 | | | | | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 0.34 | | | | | | |
| 9 | 55×55 | N_{max} M_{cor} | ELU | SPC | 0 | 24.2 | | | | | 4HA20+8HA14= 24.89 |
| | | M_{max} N_{cor} | ELA | SPC | 1.62 | | | | | | |
| | | N_{min} M_{cor} | ELA | SPC | 1.28 | | | | | | |

B. Armatures transversales

On prend pour exemple le poteau (75×75):

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

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.4}{0.75} = 3.17 \quad \rho = 3,75$$

Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \times 20 \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

Espacement

En zone nodale : $t \leq \min(16 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $t \leq 24 \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{3.75 \times 10 \times 67.1312 \times 10^{-3}}{75 \times 400} \Rightarrow A_t = 0.84 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armature minimale

On a $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpolation

$$\begin{cases} 0,3\% (75 \times 10) = 2.25 \\ 0,8\% (75 \times 10) = 6 \end{cases} \Rightarrow A_t^{min} = 2.56 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour 6HA8=3,02

Tableau IV-9 : Ferraillage transversal des poteaux

| Niveaux | ES1 | RDC | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|-------------|------------|
| Sections | 75× 75 | 75× 75 | 70× 70 | 70× 70 | 70× 70 | 65× 65 | 65× 65 | 60× 60 | 60× 60 | 55× 55 | 55× 55 |
| ϕ_l^{min} (cm) | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.4 |
| ϕ_l^{max} (cm) | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| l_f (cm) | 238 | 285.6 | 214. 2 | 214. 2 | 214. 2 | 214. 2 | 214. 2 | 214. 2 | 214. 2 | 214. 2 | 214. 2 |
| λ_g | 3.17 | 3.808 | 3.06 | 3.06 | 3.06 | 3.29 | 3.29 | 3.57 | 3.57 | 3.89 | 3.89 |
| V(KN) | 67.131 2 | 65.22 36 | 74.7 598 | 75.3 576 | 82.5 401 | 72.2 144 | 77.6 167 | 62.7 225 | 63.8 74 | 46.8 273 | 53.7 35 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---------------|--------------------|------------|-----------|-----------|------|------|------|------|------|------|
| $t_{\text{zone nodal}}$ (cm) | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| $t_{\text{zone courante}}$ | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| ρ | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 |
| A_t (cm ²) | 0.84 | 0.82 | 1.00 | 1.01 | 1.11 | 1.04 | 1.12 | 0.98 | 1.00 | 0.80 | 0.92 |
| A_t^{min} (cm ²) | 2.56 | 3.765 | 2.20 5 | 2.20 5 | 2.20 5 | 2.42 | 2.42 | 2.65 | 2.65 | 2.87 | 2.87 |
| A_t^{adop} (cm ²) | 6HA8 =3,02 | 6HA 10 =4,71 | 6HA8 =3,02 | | | | | | | | |

D'après le Code du Béton Armé **CBA93 (Art. A7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\text{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

IV.3.4 Vérifications nécessaires

A. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Vérification au flambement

| Niveaux | Nu (KN) | l_f (m) | λ | α | A_s | $(B_r \geq B_r^{\text{calc}})$ | | Observation |
|---------|-----------|-----------|-----------|----------|-------|--------------------------------|--------------------------|-------------|
| | | | | | | Br(cm2) | Br ^{calc} (cm2) | |
| ES 1 | 3712.9223 | 238 | 10.98 | 0.834 | 45.74 | 5625 | 5329 | Vérifiée |
| RDC | 3317.6699 | 285.6 | 13.18 | 0.827 | 45.74 | 5625 | 5329 | Vérifiée |
| 1 | 2910.9978 | 214.2 | 10.59 | 0.835 | 41.21 | 4900 | 4624 | Vérifiée |
| 2 | 2530.3469 | 214.2 | 10.59 | 0.835 | 41.21 | 4900 | 4624 | Vérifiée |
| 3 | 2162.6455 | 214.2 | 10.59 | 0.835 | 41.21 | 4900 | 4624 | Vérifiée |
| 4 | 1803.1466 | 214.2 | 11.40 | 0.832 | 36.7 | 4225 | 3969 | Vérifiée |
| 5 | 1456.8173 | 214.2 | 11.40 | 0.832 | 36.7 | 4225 | 3969 | Vérifiée |

| | | | | | | | | |
|---|-----------|-------|-------|-------|-------|------|------|----------|
| 6 | 1149.7484 | 214.2 | 12.35 | 0.829 | 30.29 | 3600 | 3364 | Vérifiée |
| 7 | 856.5256 | 214.2 | 12.35 | 0.829 | 30.29 | 3600 | 3364 | Vérifiée |
| 8 | 565.9121 | 214.2 | 13.48 | 0.826 | 24.8 | 3025 | 2809 | Vérifiée |
| 9 | 267.1432 | 214.2 | 13.48 | 0.826 | 24.8 | 3025 | 2809 | Vérifiée |

B. Vérification des contraintes de compression

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

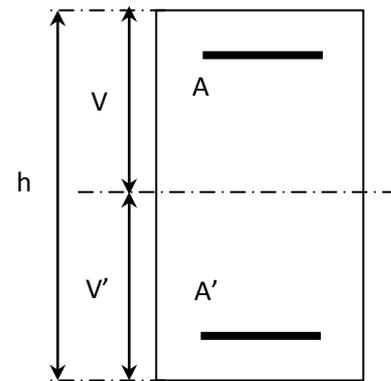


Figure IV-4 :-Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV-11 : Vérification des contraintes dans le béton

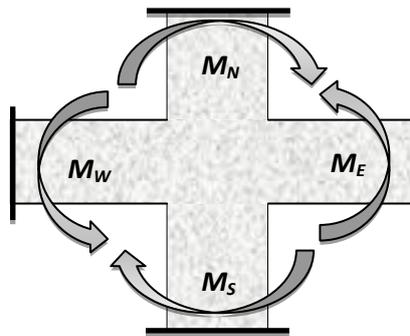
| Niveau x | ES 1 | RDC | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|----------|----------|----------|---------|
| Section s | 75x75 | 75x75 | 70x70 | 70x70 | 70x70 | 65x65 | 65x65 | 60x60 | 60x60 | 55x55 | 55x55 |
| d (cm) | 0.71 | 0.71 | 0.66 | 0.66 | 0.66 | 0.61 | 0.61 | 0.56 | 0.56 | 0.51 | 0.51 |
| A (cm ²) | 45.74 | 45.74 | 41.21 | 41.21 | 41.21 | 36.7 | 36.7 | 30.29 | 30.29 | 24.89 | 24.89 |
| V (cm) | 0.41 | 0.41 | 0.38 | 0.38 | 0.38 | 0.35 | 0.35 | 0.33 | 0.33 | 0.30 | 0.30 |
| V' (cm) | 0.34 | 0.34 | 0.31 | 0.31 | 0.31 | 0.29 | 0.29 | 0.27 | 0.27 | 0.25 | 0.25 |
| I _{yy} (m ⁴) | 0.033 | 0.033 | 0.025 | 0.025 | 0.025 | 0.018 | 0.018 | 0.013 | 0.013 | 0.009 | 0.009 |
| N _{ser} (MN) | 2712.6238 | 2423.3205 | 2125.6928 | 1847.5241 | 1578.779 | 1315.988 | 1062.8484 | 838.1029 | 624.7352 | 412.6909 | 195.265 |

| | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------|
| M_{ser} (MN.m) | 53.58 28 | 49.24 94 | 47.17 31 | 41.27 19 | 43.1 41 | 38.2 745 | 43.72 92 | 37.7 656 | 43.1 695 | 38.7 286 | 52.4 38 |
| σ_{bc1} (M) | 6.18 | 5.54 | 5.69 | 4.95 | 4.35 | 4.30 | 3.72 | 3.58 | 3.03 | 2.78 | 2.4 |
| σ_{bc2} (M) | 5.85 | 5.24 | 5.36 | 4.66 | 4.08 | 4.02 | 3.44 | 3.31 | 2.77 | 2.51 | 2.08 |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ (MP) | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Observation | Vérifiée | | | | | | | | | | |

IV.4 Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poutres et dans les poteaux :**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau IV-12 : Moments résistants dans les poutres

| Poutres | h (m) | Z (m) | A_{s1} (cm ²) Appui | A_{s2} (cm ²) Travée | σ_{st} (MPa) | M_R^W (KN.m) | M_R^E (KN.m) |
|-------------|-------|-------|--------------------------------------|---------------------------------------|---------------------|----------------|----------------|
| Principale | 0,45 | 0,405 | 8,01 | 4,62 | 348 | 112.89 | 65.11 |
| Secondaires | 0,45 | 0,405 | 6.88 | 4,62 | 348 | 96.97 | 65.11 |

Tableau IV-13 : Moments résistants dans les poteaux

| Niveaux | h (m) | Z (m) | A (cm ²) | σ_s (MPa) | Mr (KN.m) |
|---------|-------|-------|----------------------|------------------|-----------|
| ES 1 | 0.75 | 0.675 | 14.58 | 400 | 393.66 |
| RDC | 0.75 | 0.675 | 14.58 | 400 | 393.66 |
| 1 | 0.7 | 0.63 | 13.44 | 400 | 338.688 |
| 2 | 0.7 | 0.63 | 13.44 | 400 | 338.688 |
| 3 | 0.7 | 0.63 | 13.44 | 400 | 338.688 |
| 4 | 0.65 | 0.585 | 12.31 | 400 | 288.054 |
| 5 | 0.65 | 0.585 | 12.31 | 400 | 288.054 |
| 6 | 0.6 | 0.54 | 9.61 | 400 | 207.576 |
| 7 | 0.6 | 0.54 | 9.61 | 400 | 207.576 |
| 8 | 0.55 | 0.495 | 10.9 | 400 | 215.82 |
| 9 | 0.55 | 0.495 | 10.9 | 400 | 215.82 |

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV-14 : Vérification des zones nodales dans le sens principal et secondaire

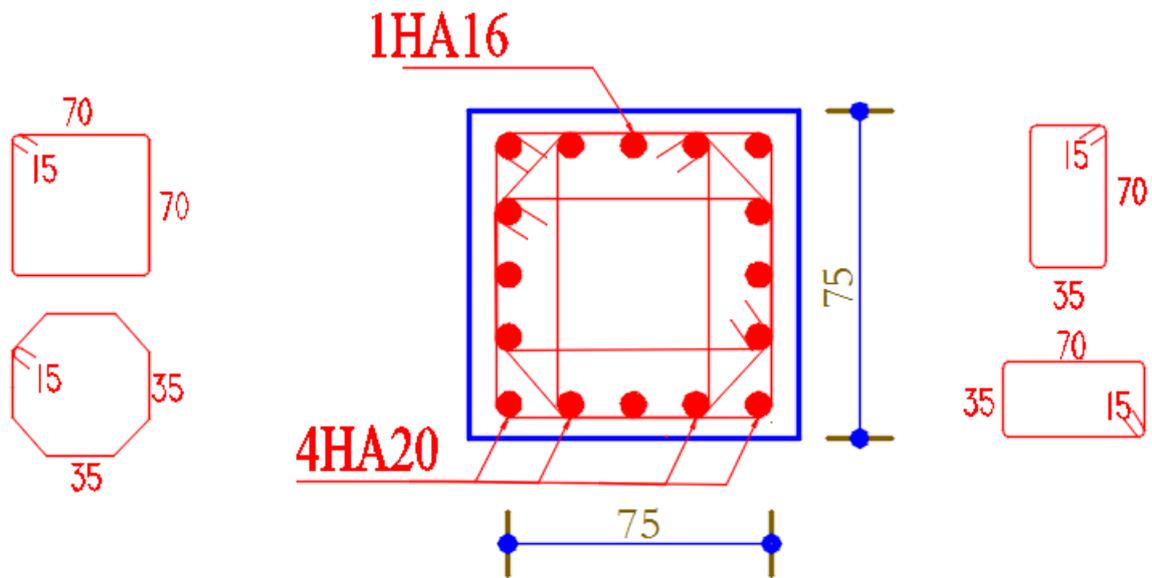
| Niveau | M_N | M_S | M_N+M_S | M_W | M_E | 1.25 (M_W+M_E) | Observation |
|--------|---------|---------|-----------|--------|-------|-----------------------|-------------|
| ES 1 | 787.32 | 393.66 | 1180.98 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| RDC | 787.32 | 393.66 | 1180.98 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 1 | 677.376 | 338.688 | 1016.064 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 2 | 677.376 | 338.688 | 1016.04 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 3 | 677.376 | 338.688 | 1016.04 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 4 | 576.108 | 288.054 | 864.162 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 5 | 576.108 | 288.054 | 864.162 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 6 | 415.152 | 207.576 | 622.728 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 7 | 415.152 | 207.576 | 622.728 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 8 | 431.64 | 215.82 | 647.46 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |
| 9 | 431.64 | 215.82 | 647.46 | 112,89 | 65,11 | 222.5 | Vérifiée |

Tableau IV-15 : Vérification des zones nodales dans le sens secondaire

| Niveau | M_N | M_S | M_N+M_S | M_W | M_E | 1.25 (M_W+M_E) | Observation |
|--------|---------|---------|-----------|-------|-------|-----------------------|-------------|
| ES 1 | 787.32 | 393.66 | 1180.98 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| RDC | 787.32 | 393.66 | 1180.98 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 1 | 677.376 | 338.688 | 1016.064 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 2 | 677.376 | 338.688 | 1016.04 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 3 | 677.376 | 338.688 | 1016.04 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 4 | 576.108 | 288.054 | 864.162 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 5 | 576.108 | 288.054 | 864.162 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 6 | 415.152 | 207.576 | 622.728 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |

| | | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|-------|-------|-------|----------|
| 7 | 415.152 | 207.576 | 622.728 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 8 | 431.64 | 215.82 | 647.46 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |
| 9 | 431.64 | 215.82 | 647.46 | 96.97 | 65,11 | 202.6 | Vérifiée |

Figure IV-5 : Schéma de ferraillage



IV.5 Étude des voiles

IV.5.1 Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$1). 1.35G + 1.5Q$$

$$2). G + Q \pm E$$

$$3). 0,8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

IV.5.2 Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

$$\text{Avec : } \begin{array}{l} l_t : \text{longueur de la zone tendue,} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{array}$$

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$
 Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.5.3 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel Etaps 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-16: Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1} // x-x$

| Etage | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ | | V_u (KN) |
|------------|-------------------------------|----------|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|---------------|
| | N(KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N(KN) | N(KN) | M(KN.m) | |
| RDC | 778,5712 | 4,7065 | 69,6907 | 685,7138 | 301,3257 | 64,0027 | 28,3031 |

Ferrailage

➤ Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor} :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1,3 \text{ m}, d = 1,25 \text{ m}, e = 0,17 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 778,5712 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 4,7065 \text{ KN.m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,006 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0,65 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4,7065 + (778,5712) \times \left(1,25 - \frac{1,3}{2} \right) = 471,849 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{471,849 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1,25^2 \times 14,2} = 0,125$$

$$\mu_{bu} = 0,125 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,168$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,25(1 - 0,4 \times 0,168) = 1,166 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{zf_{st}} = \frac{471,849 \times 10^{-3}}{1,166 \times 348} = 11,627 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 11,627 \times 10^{-4} - \frac{778,5712 \times 10^{-3}}{348} = -10,746 \text{ cm}^2$$

→ A = 0.

➤ Armatures minimales dans tout le voile

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,17 \times 1,3 = 3,315 \text{ cm}^2$

❖ Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

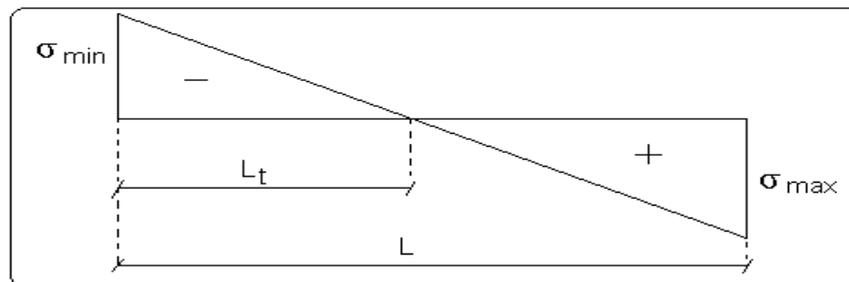


Figure IV-6 : Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \frac{696,638 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1,3} + \frac{39,5814 \times 10^{-3}}{0,031124166} 0,65 = 3,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \frac{778,5712 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1,3} - \frac{4,7065 \times 10^{-3}}{0,031124166} 0,65 = 3,42 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{2,326 \times 1,3}{3,972 + 2,326} = 0,67 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% 0,17 \times 0,48 = 2,27 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1,3 - 2 \times 0,67$$

$$l_c = -0,04 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,17 \times (-0,04) = -0,06 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 25,5 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 9 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 18 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 28,3031 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 28,3031 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1,25} = 0,19 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 25,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0,19 \times 0,17 \times 0,25}{0,9 \times 400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous N_{min} et M_{cor}**

$$N_{min} = 301,3257 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 64,0027 \text{ KN. m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,212 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0,65 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'intérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = 244,798 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = 0,05$$

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 0,064 \quad , \quad z = 1,22 \text{ m} \quad , \quad A_1 = 5,02 \text{ cm}^2 \quad , \quad A = -2,51 \text{ cm}^2$$

→ A = 0.

➤ **Calcul du ferrailage sous M_{max} et N_{cor} :**

$M_{max} = 69,6907 \text{ KN.m}$, $N_{cor} = 685,7138 \text{ KN}$ (compression).

$e_G = \frac{M}{N} = 0,101 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0,65 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée

$M_{ua} = 481,119 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = 0,10$

$$\mu_{bu} = 0,10 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$\alpha = 0,13$, $z = 1,18 \text{ m}$, $A_1 = 10,15 \text{ cm}^2$, $A = -6,99 \text{ cm}^2$

$\longrightarrow A = 0.$

✓ Choix des barres

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{Zc} = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$A_h = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

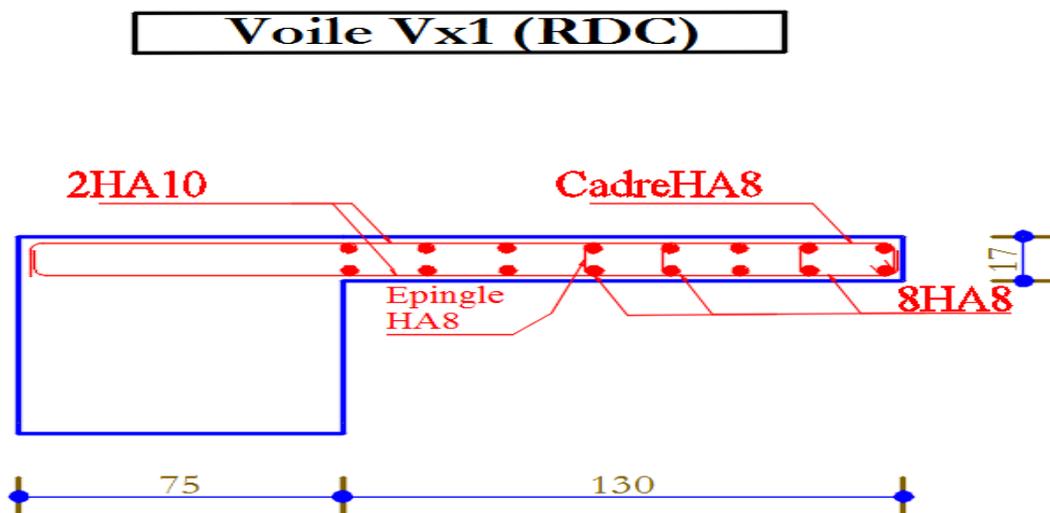


Figure IV-7 : Ferrailage du voile Vx1

Des tableaux de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles ainsi que leurs schémas de ferrailage seront ajoutés en annexe.

V. Chapitre V

V.1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

V.2 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.3 Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,5 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,5 m.

V.4 Choix du type de fondation

V.4.1 Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETAPS 2016.

$N = 2712,9364 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar}$:

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2712,9364}{150}} \Rightarrow B \geq 4,25 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,4 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.4.2 Vérification de la semelle filante.

On détermine la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS2016, en tirant les efforts normaux situés sous les poteaux/voiles qu'elle reprend.

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

| Files de portiques | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ |
|--------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $\sum_{i=1}^8 N_i$ | 7409,4607 | 7485,9474 | 8632,2293 | 8205,8129 | 6862,8115 |

On constate que la file ③ est la plus sollicitée, donc le dimensionnement se fera en fonction de cet effort.

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 8632,2293 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{8632,2293}{150 \times 18,6} = 3,10 \text{ m}$$

On remarque qu'il n'y aura pas risque de chevauchement entre les semelles filantes car : $L_{min} = 3,4 \text{ m}$, mais 30 cm d'espacement entre les semelle est très peut, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.5 Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

V.5.1 Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5,7 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{570}{20} = 28,5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4$ KN/m³ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7$ KN/m² ;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,7^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 0,86m$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 86 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,9^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,74 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,7 \leq \frac{\pi}{2} 3,74 = 5,87 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{64861,007}{150} = 432,41 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 401,81 \text{ m}^2 < S_{rad} = 432,41 \text{ m}^2$$

On constate que la surface du Bâtiment est inférieure à la surface du radier, alors on a un radier avec débord.

Pour notre cas, il est possible de réaliser les débords du radier uniquement dans trois sens (Nord/Sud et Ouest).

$$S_{deb} = S_{rad} - S_{bat} = 30,6 \text{ m}^2$$

$$D = \frac{S_{deb}}{P} = \frac{30,6}{65,1} = 0,47 \text{ m}.$$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 90$ cm ;

Hauteur de la table du radier $h_r = 35$ cm ;

Enrobage $d' = 5$ cm.

$$\text{La surface du radier } S_{rad} = 432,41 \text{ m}^2$$

V.5.2 Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après les logiciels « **Autocad et ETABS** », on a les caractéristiques suivantes :

$$X_G = 11,2089 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 11629,6725 \text{ m}^4 \quad ; \quad M_x = 63,89 \text{ MN.m}$$

$$Y_G = 16,0169 \text{ m} \quad ; \quad I_x = 26931,5036 \text{ m}^4 \quad ; \quad M_y = 58,35 \text{ MN.m}$$

$$N = 64,861 \text{ MN}$$

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base, et sont donnés par le logiciel ETABS2016.

- **Sens X-X**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{64,861}{432,41} + \frac{63,89}{26931,5036} 16,0169 = 0,187 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{52,66529}{334,80} - \frac{41,361}{12031,3} 11,97 = 0,112 \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,187 + 0,112}{4} = 0,168 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

- **Sens Y-Y**

$$\sigma_{max} = 0,216 \quad ; \quad \sigma_{min} = 0,094 \quad ; \quad \sigma_{moy} = 0,185 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

On constate que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte du sol admissible, il faudrait donc augmenter la section du radier.

Après plusieurs itérations on opte pour $D = 1,50 \text{ m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier:**

$$S = 503,96 \text{ m}^2$$

$$X_G = 11,2089 \text{ m} ; I_y = 11629,6725 \text{ m}^4 ; Y_G = 16,0169 \text{ m} ; I_x = 26931,5036 \text{ m}^4$$

Tableau V-1 : Vérification des contraintes dans le sol

| Sens | σ_{max} (MPa) | σ_{min} (MPa) | $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$ | Obs. |
|------------|-------------------------|-------------------------|---|----------|
| X-X | 0,156 | 0,129 | 0,149 | Vérifiée |
| Y-Y | 0,17 | 0,08 | 0,147 | Vérifiée |

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 88671,9486 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{88671,9486 \times 5,7}{2 \times 503,96} = 501,46 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{501,46 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,2 \text{ m}, \quad \text{Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,75 + 0,9 = 1,65 \\ B = b + h_t = 0,75 + 0,9 = 1,65 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6,6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3,713 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,6 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 4,45 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 385,9 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3,4 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 64,861 \text{ MN} > 1,5 \times 3,4 \times 385,96 \times 10 = 25,7 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.5.3 Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q = \frac{N}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$P_{rad} = 0,35 \times 503,96 \times 25 = 4409,65 \text{ KN}$$

$$P_{ner} = 0,75 \times 0,9 \times 25 \times 231,1 = 3899,81 \text{ KN}$$

$$N = N_{cal} + N_{rad} + N_{ner}$$

$$N_u = 88671,9486 + 1,35(4409,65 + 3899,81) = 99889,72 \text{ KN}$$

$$N_s = 64861,007 + (4409,65 + 3899,81) = 73170,467 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{99889,72}{503,96} = 198,21 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_s = \frac{73170,467}{503,96} = 145,19 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5,7 - 0,75 = 4,95 \text{ m} ; \quad L_y = 4,6 - 0,75 = 3,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

| ELU | ELS |
|------------------|------------------|
| $\rho = 0,78$ | $\rho = 0,78$ |
| $\mu_x = 0,0584$ | $\mu_x = 0,0650$ |
| $\mu_y = 0,5608$ | $\mu_y = 0,6841$ |

Tableau V-2: Sollicitations dans le radier

| | ELU | | ELS | |
|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | M_x (KN.m) | M_y (KN.m) | M_x (KN.m) | M_y (KN.m) |
| M_0 | 171,58 | 96,22 | 139,88 | 95,69 |
| $M_t^x = 0,75M_0^x$ | 128,68 | / | 104,91 | / |
| $M_t^y = 0,85M_0^y$ | / | 81,79 | / | 81,34 |
| $M_a^x = -0,3M_0^x$ | -51,47 | / | -41,96 | / |
| $M_a^y = -0,5M_0^y$ | / | -28,87 | / | -47,84 |

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,35) m²

Tableau V-3 : Section d'armatures du radier

| Localisation | | M(KN.m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | N ^{bre} de barres | St(cm) |
|--------------|-----|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|--------|
| Travée | X-X | 128,68 | 13,02 | 3,108 | 16,08 | 8HA16 | 11,5 |
| | Y-Y | 81,79 | 8,10 | 2,8 | 9,24 | 6HA14 | 17 |
| Appui | X-X | -51,47 | 5,03 | 3,108 | 5,65 | 5HA12 | 22 |
| | Y-Y | -28,87 | 2,80 | 2,8 | 3,93 | 5HA10 | 22 |

➤ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Tableau V-4 : Vérifications des contraintes à l'ELS

| Localisation | | M_s KN.m | Y (cm) | I (cm ⁴) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA) | Obs. | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA) | Obs. |
|--------------|-----|---------------|-----------|-------------------------|---|-------|---|-------------|
| Travée | x-x | 104,91 | 9,86 | 129788,29 | 7,97 < 15 | Vérif | 244,19 > 201,63 | N. Vérifiée |
| | y-y | 81,34 | 7,84 | 84124,70 | 7,58 < 15 | Vérif | 321,40 > 201,63 | N. Vérifiée |
| appui | x-x | -41,96 | 6,33 | 55937,33 | 4,75 < 15 | Vérif | 266,33 > 201,63 | N. Vérifiée |
| | y-y | -47,84 | 5,39 | 40922,88 | 6,30 < 15 | Vérif | 431,55 > 201,63 | N. Vérifiée |

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

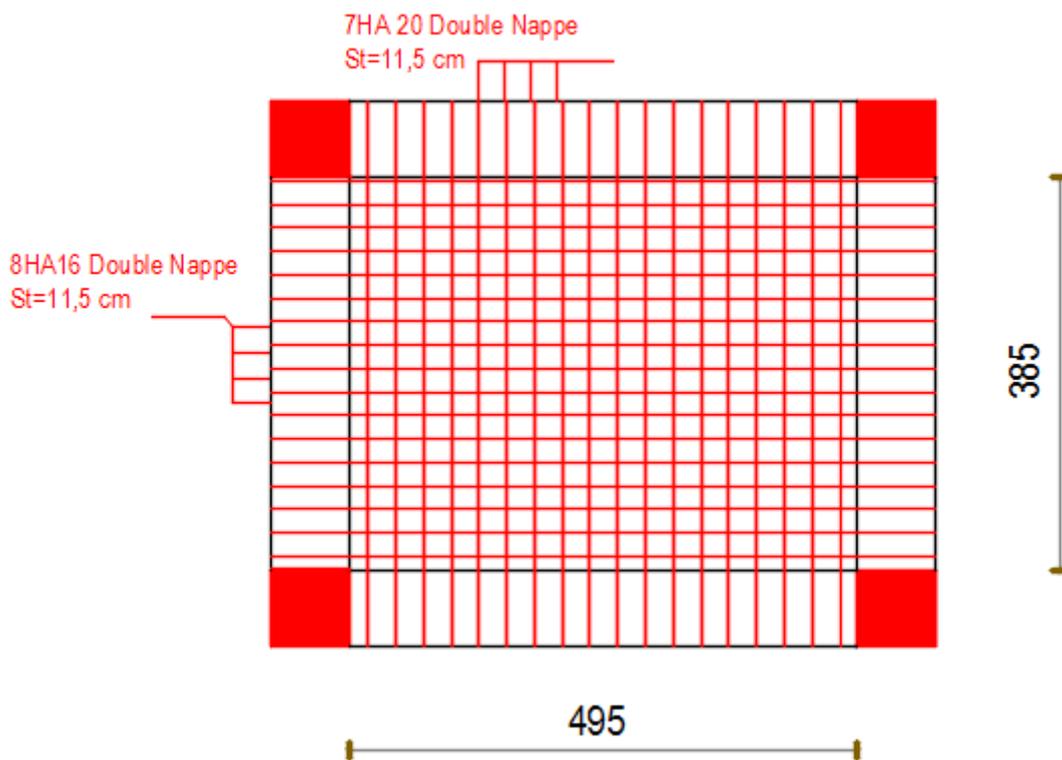
Tableau V-5 : Section d'armatureur du radier à l'ELS

| Localisation | | M_s KN.m | β (10 ⁻³) | α | A _{cal} (cm ² / ml) | A _{adop} (cm ² / ml) | N ^{bre} de barres | S _t (cm) |
|--------------|-----|---------------|--------------------------------|----------|--|---|----------------------------|------------------------|
| Travée | x-x | 104,91 | 5,78 | 0,354 | 19,66 | 21,99 | 7HA20 | 13,5 |
| | y-y | 81,34 | 4,48 | 0,319 | 15,05 | 16,08 | 8HA16 | 11,5 |
| appui | x-x | -41,96 | 2,32 | 0,239 | 7,54 | 9,24 | 6HA14 | 17 |
| | y-y | -47,84 | 2,64 | 0,253 | 8,64 | 9,24 | 6HA14 | 17 |

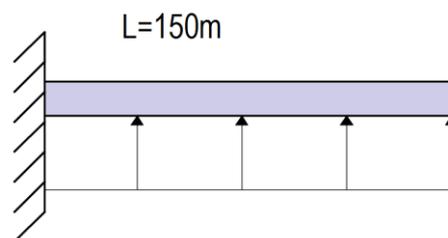
- **Vérification des espacements:**
 $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

Figure V-1 : Schéma de ferrailage du radier



➤ **Ferrailage du débord**



- **Calcul du moment sollicitant**

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - \frac{198,21 \times 1,5^2}{2} = - 222,99 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Section d'armatureur du débord

| M (KN.m) | A _{cal} (cm ² /m) | A _{min} (cm ² /m) | A _{adop} (cm ² /m) | N ^{bre} de barres / ml | S _t (cm) | A _r (cm ² /m) | A _{r adop} (cm ² /m) |
|----------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---------------------------------|---------------------|-------------------------------------|--|
| -222,99 | 23,64 | 2,8 | 25,13 | 8HA20 | 11 | 6,28 | 6HA12=6,79 |

➤ **Verifications à l'ELS**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{145,19 \times 1,5^2}{2} = -163,34 \text{ KN.m}$$

Tableau V-7 : Vérifications des contraintes à l'ELS

| Localisation | M _s KN.m | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA) | Obs. | σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPA) | Obs. |
|--------------|---------------------|--------|----------------------|--|----------|--|-------------|
| Travée | -163,34 | 11,73 | 179622,024 | 10,67 < 15 | Vérifiée | 249,14 > 201,63 | N. Vérifiée |

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-8 : Section d'armatureur du débord à l'ELS

| Localisation | M _s KN.m | β 10 ⁻³ | α | A _{cal} cm ² /ml | A _{adop} cm ² /ml | N ^{bre} de barres | S _t cm | A _r cm ² /ml | A _{r adop} cm ² /ml |
|--------------|---------------------|--------------------|-------|--------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|-------------------|------------------------------------|---|
| Travée | -163,34 | 9,001 | 0,426 | 31,09 | 31,42 | 10HA20 | 8 | 7,85 | 7HA12=7,92 |

• **Schéma de ferrailage**

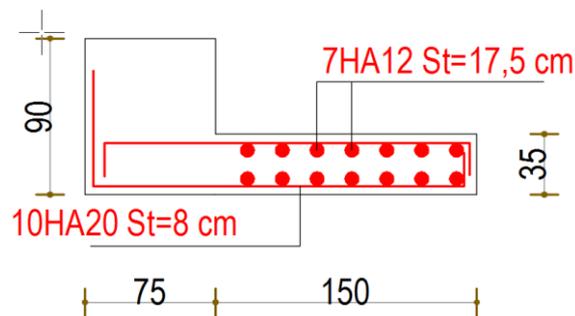


Figure V-2 : Schéma de ferrailage du débord

V.6 Etude des nervures

➤ **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Remarque : Pour l'étude des nervures, on s'intéresse au cas le plus défavorable (voir les nervures hachurées dans les deux sens, comme indiqué sur la figure ci-après :

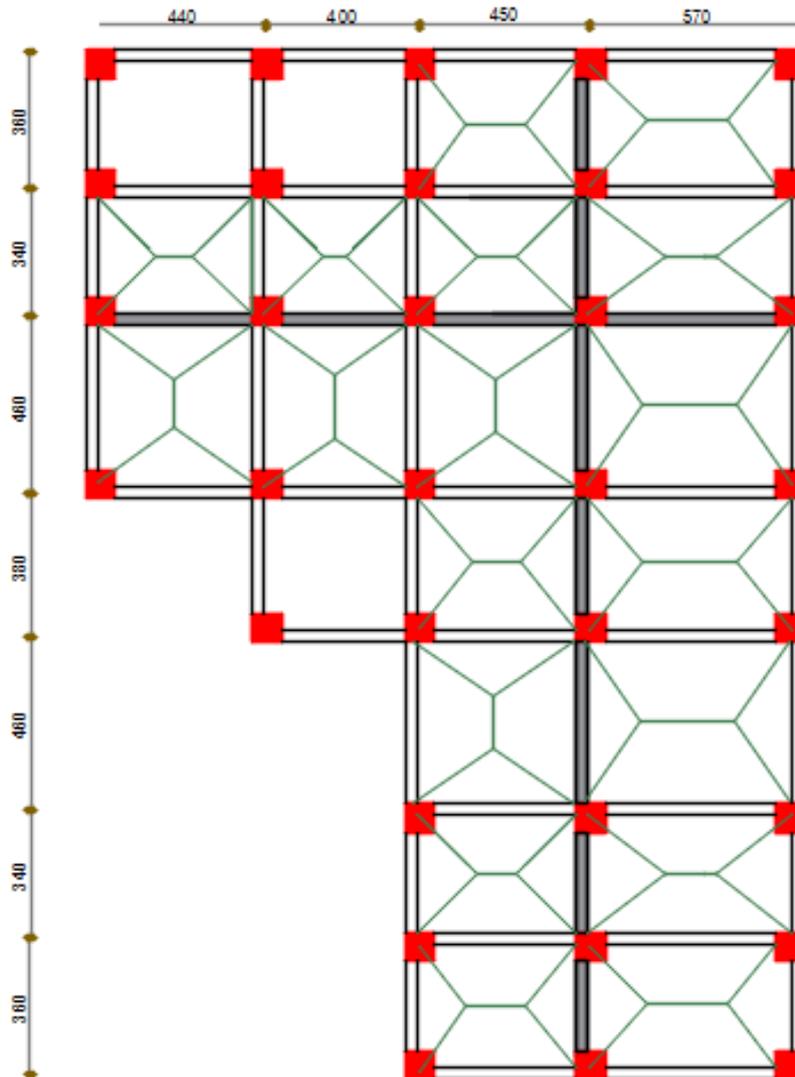


Figure V-3 : Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

- **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Les nervures les plus défavorables sont montrées sur les figures ci-dessous :

• **Sens X-X**

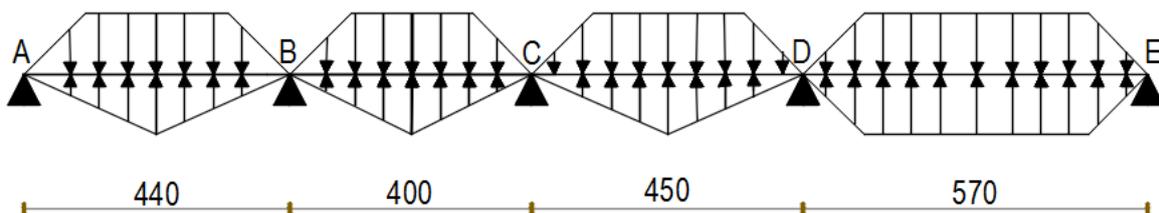


Figure V-4 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

• **Sens Y-Y**

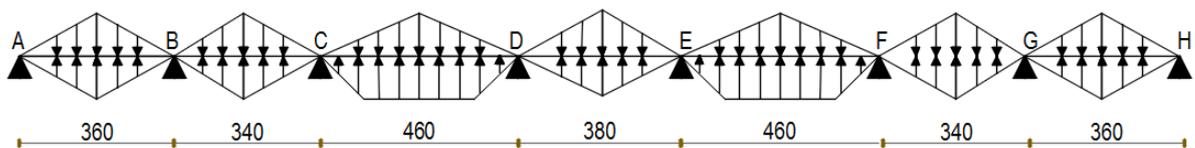


Figure V-5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y

• **Calcul du chargement:**

$$\begin{cases} N'_u = N_u - P_{ner} = 99889,72 - 1,35(3899,81) = 94624,9765 \text{ KN} \\ N'_s = 73170,467 - 3899,81 = 69270,657 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} Q_u = \frac{N'_u}{S} = 187,05 \text{ KN/m}^2 \\ Q_s = \frac{N'_s}{S} = 137,45 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On obtient donc :

➤ **Sens X-X**

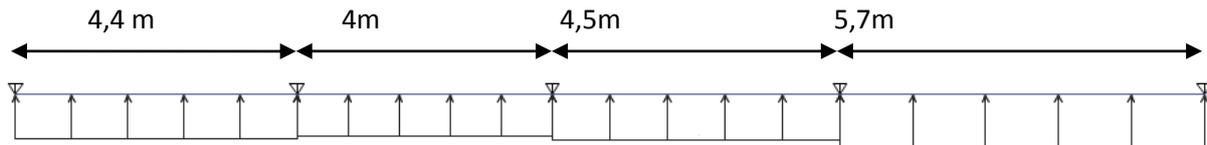


Figure V-6 : Schéma statique de la nervure selon le sens x-x.

Le tableau ci-dessous récapitule le chargement sur les travées dans le sens x-x :

Tableau V-9 : Chargement sur les travées du sens x-x.

| Chargement | Travée AB | Travée BC | Travée CD | Travée DE |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| q_m^u (KN.m) | 535,84 | 497,84 | 545,13 | 631,18 |
| q_m^s (KN.m) | 393,75 | 365,83 | 400,58 | 463,81 |
| q_v (KN.m) | 407,68 | 376,25 | 415,53 | 496,15 |

Sens Y-Y:

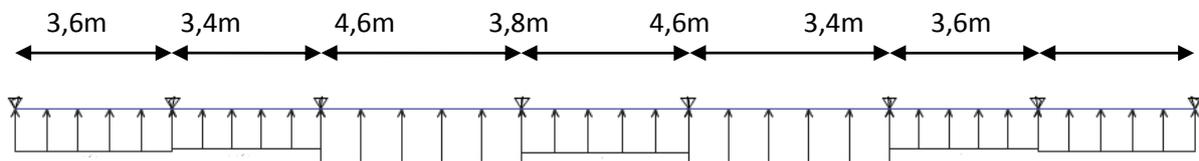


Figure V-7 : Schéma statique de la nervure selon le sens y-y.

Le tableau ci-dessous récapitule le chargement sur les travées dans le sens y-y :

Tableau V-10 : Chargement sur les travées du sens x-x.

| Chargement | Travée AB | Travée BC | Travée CD | Travée DE | Travée EF | Travée FG | Travée GH |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| q_m^u (KN.m) | 448,92 | 423,98 | 575,68 | 473,86 | 575,68 | 423,98 | 448,92 |
| q_m^s (KN.m) | 329,88 | 311,55 | 423,02 | 348,21 | 423,02 | 311,55 | 329,88 |
| q_v (KN.m) | 336,69 | 317,98 | 431,85 | 355,39 | 431,85 | 317,98 | 336,69 |

• Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit rajouter le poids des nervures qui sont des charges uniformément réparties.

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_{ner}^U = 1,35 * b_{av.Pot} * h_t * \gamma_b = 1,35 * 0,75 * 0,9 * 25 = 22,78 \text{ KN/m} \\ P_{ner}^S = b_{av.Pot} * h_t * \gamma_b = 0,75 * 0,9 * 25 = 16,875 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS respectivement, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-11 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

| sens | Travée | L (m) | q_m (KN) | M_g (KN.m) | M_d (KN.m) | X_0 (m) | M_0 (KN.m) | M_t (KN.m) | V_g (KN) | V_d (KN) |
|------|--------|-------|------------|--------------|--------------|-----------|--------------|---------------|------------|------------|
| X-X | AB | 4,4 | 558,62 | 0 | -1133,13 | 1,74 | 1292,5 | 844,66 | 971,44 | -1486,49 |
| | BC | 4 | 520,62 | -1133,13 | -1177,45 | 1,98 | 1041,12 | -113,93 | 1030,16 | -1052,32 |

| | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|-----|--------|-----------------|----------|------|---------|---------------|---------|-----------------|
| | CD | 4,5 | 567,91 | -1177,45 | -1993,77 | 1,93 | 1408,55 | -119,11 | 1096,39 | -1459,20 |
| | DE | 5,7 | 653,96 | -1993,77 | 0 | 2,71 | 2649,87 | 415,20 | 1775,03 | -1952,54 |
| Y-Y | AB | 3,6 | 471,7 | 0 | -664,99 | 1,41 | 727,99 | 467,83 | 664,34 | -1033,78 |
| | BC | 3,4 | 446,76 | -664,99 | -1114,87 | 1,40 | 625,97 | -224,77 | 627,18 | -891,81 |
| | CD | 4,6 | 598,46 | -1114,87 | -1197,53 | 2,27 | 1582,88 | 427 | 1358,49 | -1349,43 |
| | DE | 3,8 | 496,64 | -1197,53 | -1197,53 | 1,9 | 896,44 | -301,09 | 943,62 | -943,62 |
| | EF | 4,6 | 598,46 | -1197,53 | -1114,87 | 2,33 | 1582,66 | 427 | 1394,43 | -1358,49 |
| | FG | 3,4 | 446,76 | -1114,87 | -664,99 | 2 | 625,97 | -224,77 | 891,81 | -627,18 |
| | GH | 3,6 | 471,7 | -664,99 | 0 | 1,77 | 763,91 | 72,30 | 834 | -864,12 |

Tableau V-12 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

| sens | Travée | L (m) | q _m (KN) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | X ₀ (m) | M ₀ (KN.m) | M _t (KN.m) |
|------------|-----------|-------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| X-X | AB | 4,4 | 410,62 | 0 | -832,93 | 1,74 | 950,06 | 714,06 |
| | BC | 4 | 382,7 | -832,93 | -865,51 | 1,98 | 765,31 | -83,73 |
| | CD | 4,5 | 417,45 | -865,51 | -1465,50 | 1,93 | 1035,38 | -87,54 |
| | DE | 5,7 | 480,68 | -1465,50 | 0 | 2,71 | 1947,74 | 305,17 |
| Y-Y | AB | 3,6 | 346,75 | 0 | -488,84 | 1,41 | 535,15 | 343,90 |
| | BC | 3,4 | 328,42 | -488,84 | -819,49 | 1,4 | 460,17 | -165,20 |
| | CD | 4,6 | 439,89 | -819,49 | -880,25 | 2,27 | 1163,31 | 313,84 |
| | DE | 3,8 | 365,08 | -880,25 | -892,52 | 1,89 | 658,96 | -227,40 |
| | EF | 4,6 | 448,89 | -892,52 | -832,37 | 2,33 | 1187,12 | 325,06 |
| | FG | 3,4 | 328,42 | -832,37 | -488,84 | 2,01 | 459,02 | -170,50 |
| | GH | 3,6 | 346,75 | -488,84 | 0 | 1,77 | 561,56 | 53,14 |

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T. b₀

• **Détermination de la largeur b**

On a :

h = 0,9 m ; h₀ = 0,35 m

b₀ = 0,75 m ; d = 0,85 m

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

✓ **Sens X-X**

$$\frac{b - 0,75}{2} \leq \min(2,475 \text{ m} ; 0,265 \text{ m})$$

Donc, b = 1,28 m.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,75}{2} \leq \min(1,925 \text{ m} ; 0,325 \text{ m})$$

Donc, b = 1,40 m.

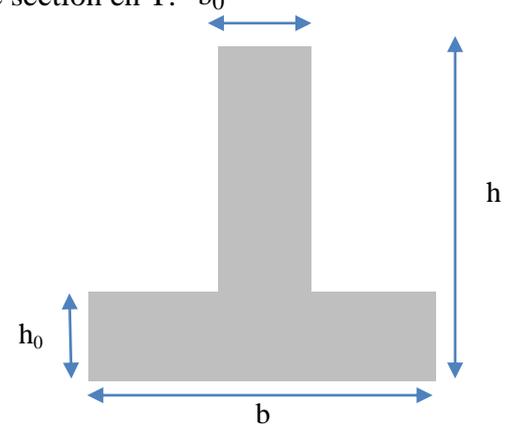


Figure V-8 : Schéma des nervures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Résultats de ferrailage des nervures

| Localisation | | M (KN.m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Choix des barres |
|--------------|--------|-------------|--|--|---|------------------|
| X-X | Travée | 844,66 | 29,54 | 13,14 | 33,17 | 8HA20+4HA16 |
| | Appui | 1993,77 | 6,79 | | 18,22 | 6HA16+4HA14 |
| Y-Y | Travée | 467,83 | 16,08 | 14,37 | 16,08 | 8HA16 |
| | Appui | 1197,53 | 4,07 | | 16,08 | 8HA16 |

- **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 25,71 ; 75) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres $\phi 10$)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

- **Vérfications nécessaires**

- ✓ **Vérfication des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{1952,54 \times 10^{-3}}{1,28 \times 0,85} = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{1358,49 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,85} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- ✓ **Vérfication des contraintes**

Tableau V-14 : Vérfication des contraintes à l'ELS

| Localisation | | M _s (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs. | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Obs. |
|--------------|--------|--------------------------|-----------|-------------------------|---|---------|---|-----------|
| X-X | Travée | 714,06 | 22,11 | 2429049,4 | 6,50 < 15 | Vérfiée | 277,31 > 201,63 | N.Vérfiée |
| | Appui | 1465,50 | 17,04 | 1473357,3 | 16,95 > 15 | N.Vérf. | 1014 > 201,63 | N.Vérfiée |
| Y-Y | Travée | 343,90 | 15,48 | 1338835,9 | 3,98 < 15 | Vérfiée | 267,87 > 201,63 | N.Vérfiée |
| | Appui | 892,52 | 15,48 | 1338835,9 | 10,32 < 15 | Vérfiée | 695,20 > 201,63 | N.Vérfiée |

Remarque

La contrainte de compression du béton n'est pas vérfiée dans le sens x-x en appui.

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérfiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau V-15 : Ferrailage des nervures à l'ELS

| Localisation | | M _s (KN.m) | β (10 ⁻³) | α | A _{cal} (cm ² / ml) | A _{adop} (cm ² / ml) | N ^{bre} de barres |
|--------------|--------|--------------------------|--------------------------------|----------|--|---|-------------------------------|
| X-X | Travée | 714,06 | 3,83 | 0,298 | 46,26 | 48,3 | 6HA25+6HA20 |

| | | | | | | | |
|------------|---------------|---------|------|-------|-------|--------|-------------|
| | Appui | 1465,50 | 7,86 | 0,404 | 98,82 | 103,61 | 8HA32+8HA25 |
| Y-Y | Travée | 343,90 | 1,69 | 0,207 | 21,55 | 26,89 | 6HA20+4HA16 |
| | Appui | 892,52 | 4,38 | 0,316 | 58,21 | 61,62 | 6HA25+4HA32 |

Remarque

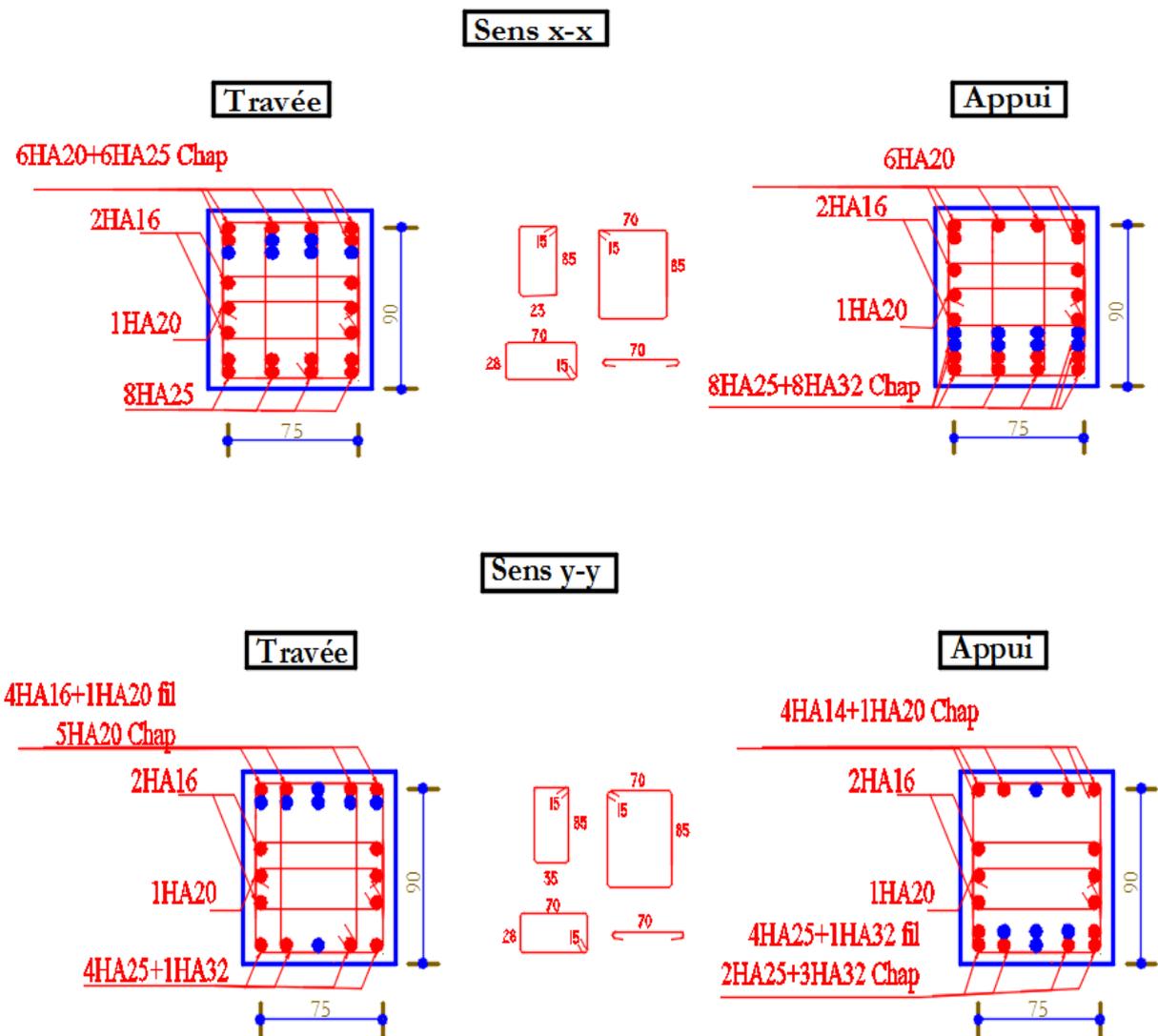
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93(Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 0,2(b_0 * h) = 0,002(75 * 90) = 13,5 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

Figure V-9 : Schéma de ferrailage des nervures



V.7 Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.7.1 Dimensionnement du voile

- Hauteur $h=3.40$ m
- Longueur $L=5.7$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 19.20$ KN/m^3
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0.41$ bar
- Angle de frottement $\varphi = 29^\circ$

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,40 \times 19,2 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{29}{2}\right) = 22.65 \text{ KN/m}^2$$

✓ Surcharge d'exploitation

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

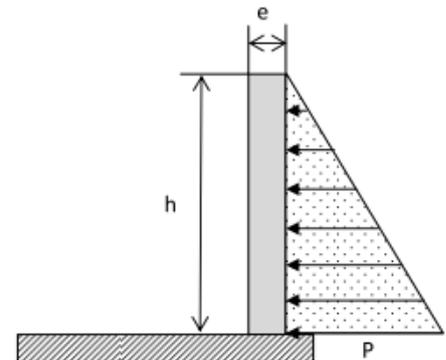
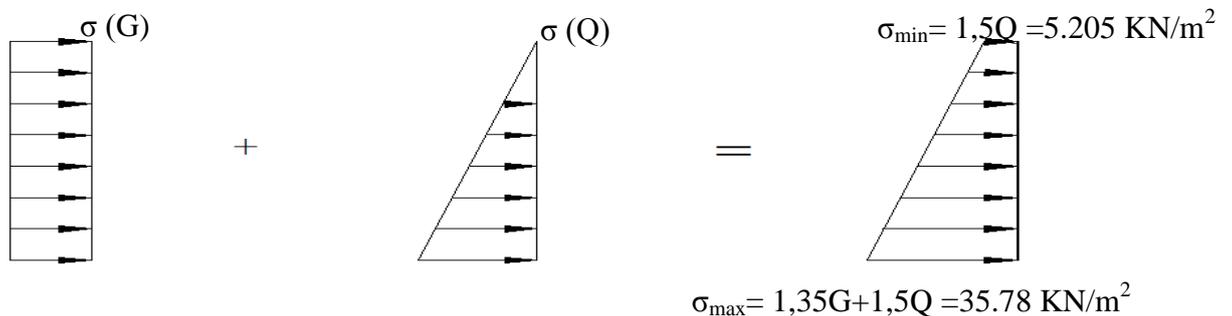


Figure V-10 :-Poussée des terres sur le mur périphérique.

Ferraillage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 35.78 + 5.205}{4} = 21.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 21.14 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3,40 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5,70 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3,40/5,7 = 0,59 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0836 \times 28,14 \times 3,40^2 = 27,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2822 \times M_{0x} = 7,67 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 23,11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 6,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -13,595 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Ferraillage des voiles périphérique

| Localisation | | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (cm) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | $A_{adopté}$ (cm ² /ml) |
|--------------|-----|----------|------------|----------|--------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| Travée | X-X | 23.11 | 0.072 | 0.09 | 0.144 | 4.6 | 2 | 5HA12 = 5,65 |
| | Y-Y | 6.52 | 0.019 | 0.024 | 0.148 | 1.26 | 2 | 4HA10 = 3,14 |
| Appui | | -13.595 | 0.04 | 0.054 | 0.146 | 2.66 | 2 | 4HA10 = 3,14 |

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,59 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,59) 100 \times 20 = 1,928 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{28,14 \times 3,40}{2} \times \frac{5,7^4}{3,40^4 + 5,7^4} = 42,46 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{28.14 \times 5.7}{2} \times \frac{3,40^4}{3,40^4 + 5.7^4} = 9.01 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{ux} = 0.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = 0.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,59 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 26.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 26.12 + 3.47}{4} = 20.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 20.48 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,0836 \times 20.48 \times 3,40^2 = 19.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2822 \times M_{0x} = 5.58 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 16.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 4.743 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -9.895 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Vérifications des contraintes à l'ELS

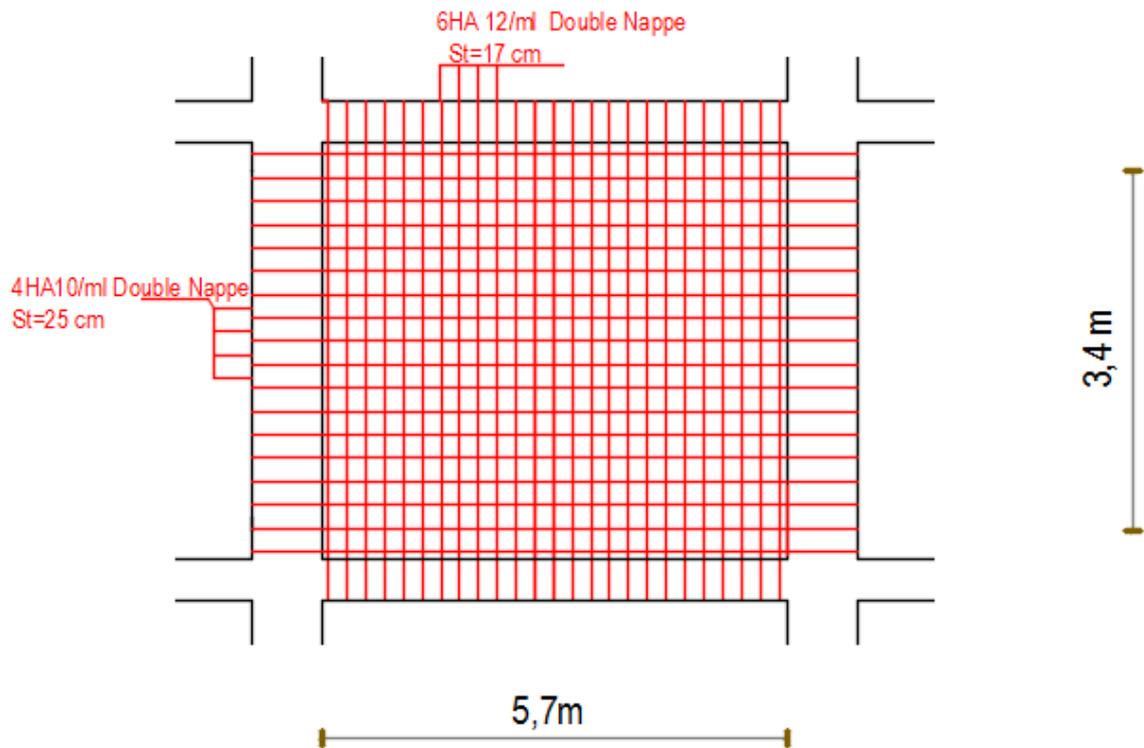
| Localisation | | M^s KN.m | Y (cm) | I (cm^4) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs. | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Obs. |
|--------------|-----|---------------|-----------|-----------------|---|----------|---|-------------|
| Travée | x-x | 16.82 | 4.35 | 8355.18 | 8.76 < 15 | Vérifiée | 321.59 > 201,63 | N. Vérifiée |
| | y-y | 4.74 | 3,31 | 7645.3 | 2.05 < 15 | Vérifiée | 108.78 > 201,63 | Vérifiée |
| Appui | | -9.895 | 3,31 | 7645.3 | 4.28 < 15 | Vérifiée | 226.95 > 201,63 | N. Vérifiée |

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Ferraillage des nervures à l'ELS

| Localisation | | M_s (KN.m) | β (10^{-3}) | α | A_{cal} (cm^2 / ml) | A_{adop} (cm^2 / ml) | N ^{bre} de barres |
|--------------|-----|-----------------|--------------------------|----------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Travée | x-x | 16.82 | 3.71 | 0.295 | 6.16 | 6.79 | 6HA12 |
| Appui | | -9.895 | 2.18 | 0.233 | 3.54 | 5.65 | 5HA10 |

Figure V-11 :-Schéma de ferrailage du voile périphérique



Quelques remarques constatées à la fin du projet :

- Afin d'avoir une interaction voiles-portiques acceptable une augmentation de la section des poteaux a été faite.
- Les déplacements des étages calculés sont petits par conséquent la structure est trop rigide.
- Le système de contreventement voiles-portiques avec interaction, ne convient pas à notre structure donc on préconise une utilisation d'un contreventement par voiles.

Conclusion

La préparation de ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances acquises lors de notre formation concernant le domaine du bâtiment.

Nous avons débuté cette étude par une revue des matériaux (chapitre1), puis effectué divers calculs de pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage, ce qui nous a permis d'illustrer l'étude faite sur les éléments non structuraux de notre bâtiment et leurs ferrillages (Chapitre2).

L'étude dynamique de cette structure dans le troisième chapitre consistait à l'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique qui a été assez complexe dans ce projet, vu l'irrégularité en plan et en élévation de cette structure. Ensuite, grâce aux différentes études déjà faites, nous avons pu représenté dans ce quatrième chapitre l'étude effectuée sur les éléments structuraux, qui ont pour but d'être évalué selon les efforts sismiques transmis vers ces derniers. La combinaison de ces efforts a été faite selon les exigences du RPA99/2003 et les calculs préalablement menés.

Finalement, nous avons entamé une étape importante dans le calcul d'ouvrages qui est l'étude de l'infrastructure, cette dernière nécessite un choix de fondation qui est lié à différentes caractéristiques du sol et la géométrie du bâtiment. Pour notre structure nous avons été amené à choisir deux radiers nervurés en gradin qu'on n'a pas pu réaliser car la mise en œuvre de deux radis différents est déconseillé, ce qui nous a mené à proposer une modification citée auparavant.

Pour conclure, notre pratique a été bien mise au défi grâce à cette étude assez complexe mais enrichissante.

Bibliographie

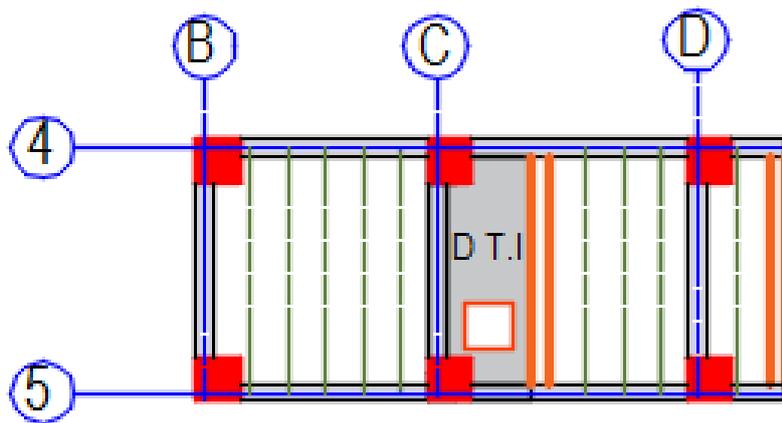
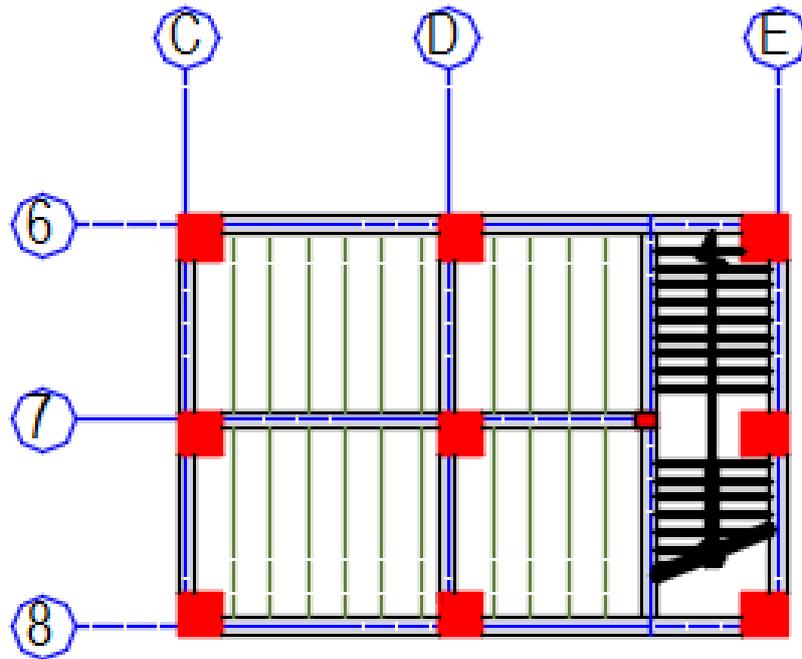
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3ème année , master I et II Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXE 1

Rapport de sol

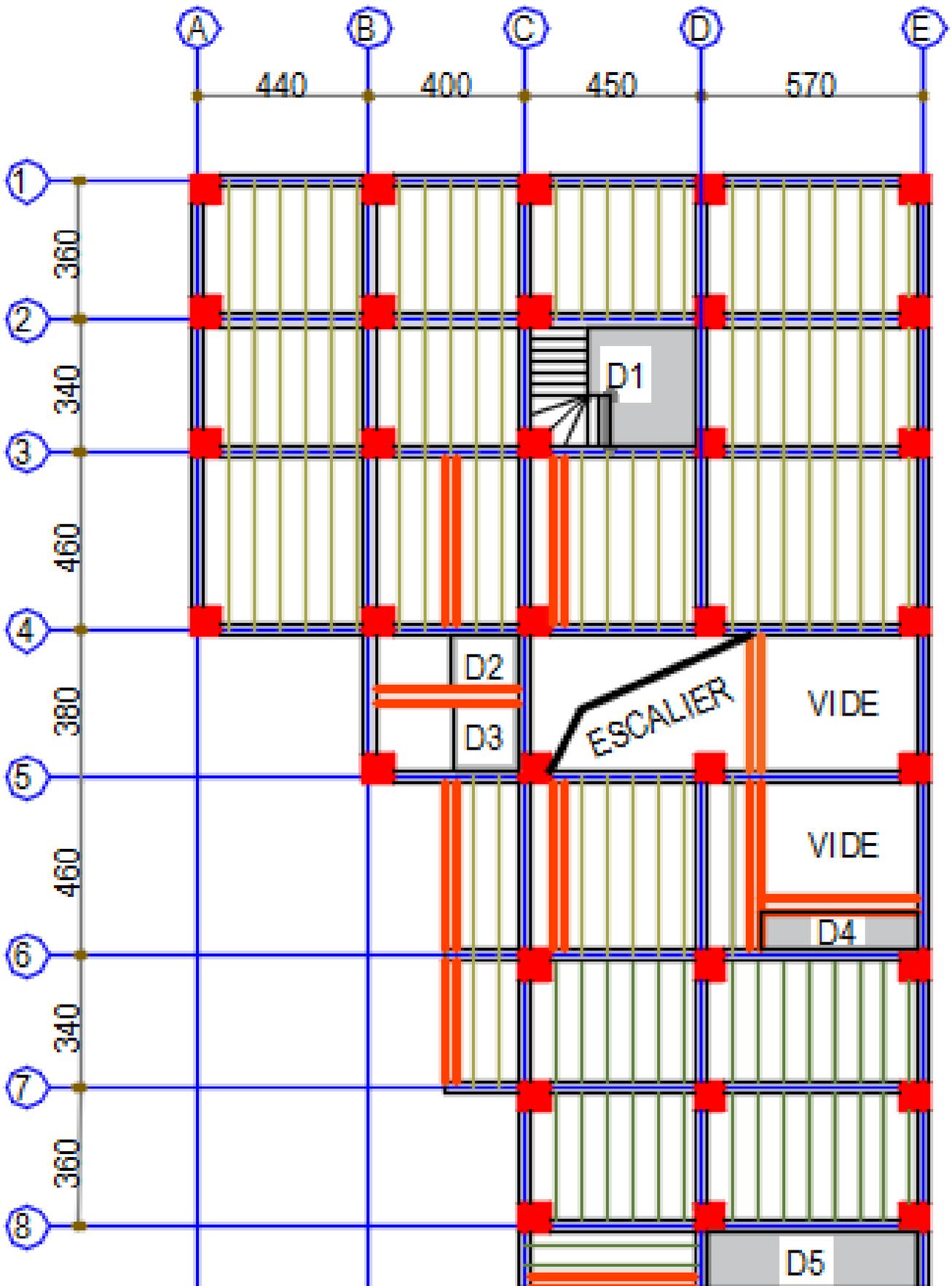
ANNEXE 2
Plans de disposition des poutrelles, et
repérage des dalles pleines

PLANCHIER
ENTRE SOL 2

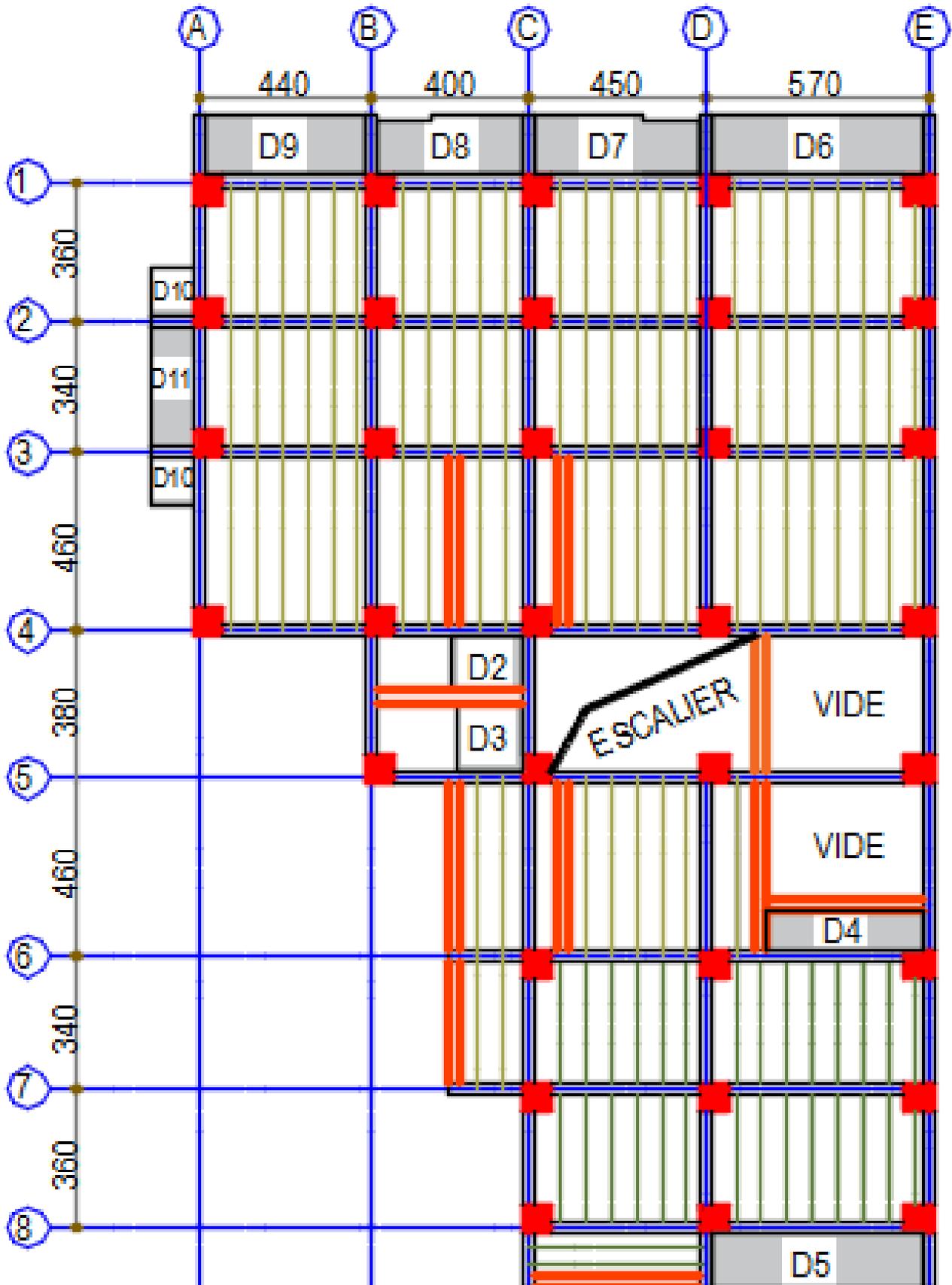


PLANCHIER Terrasse
inaccessible

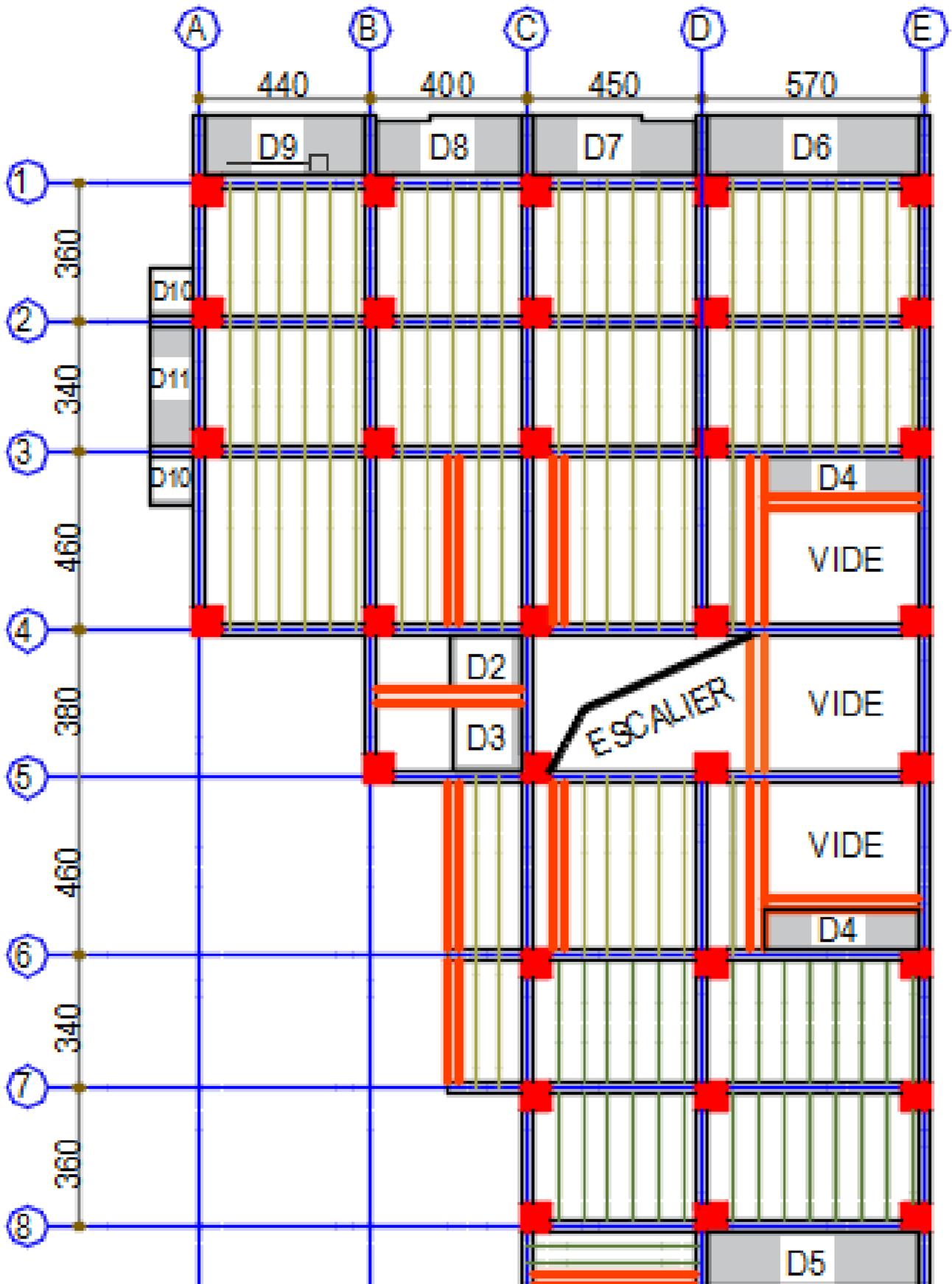
PLANCHIER
ENTRE SOL 1



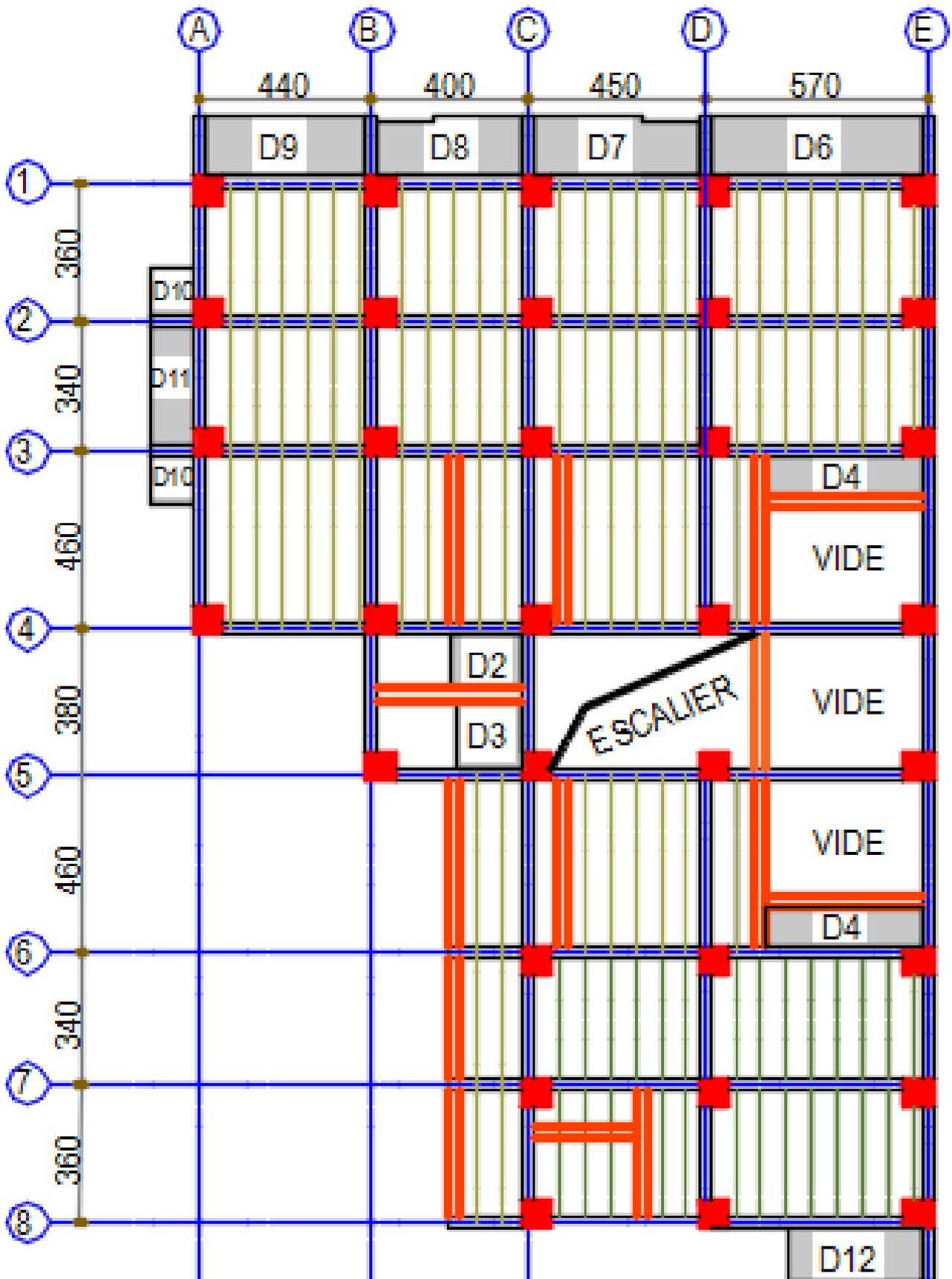
PLANCHIER
RDC



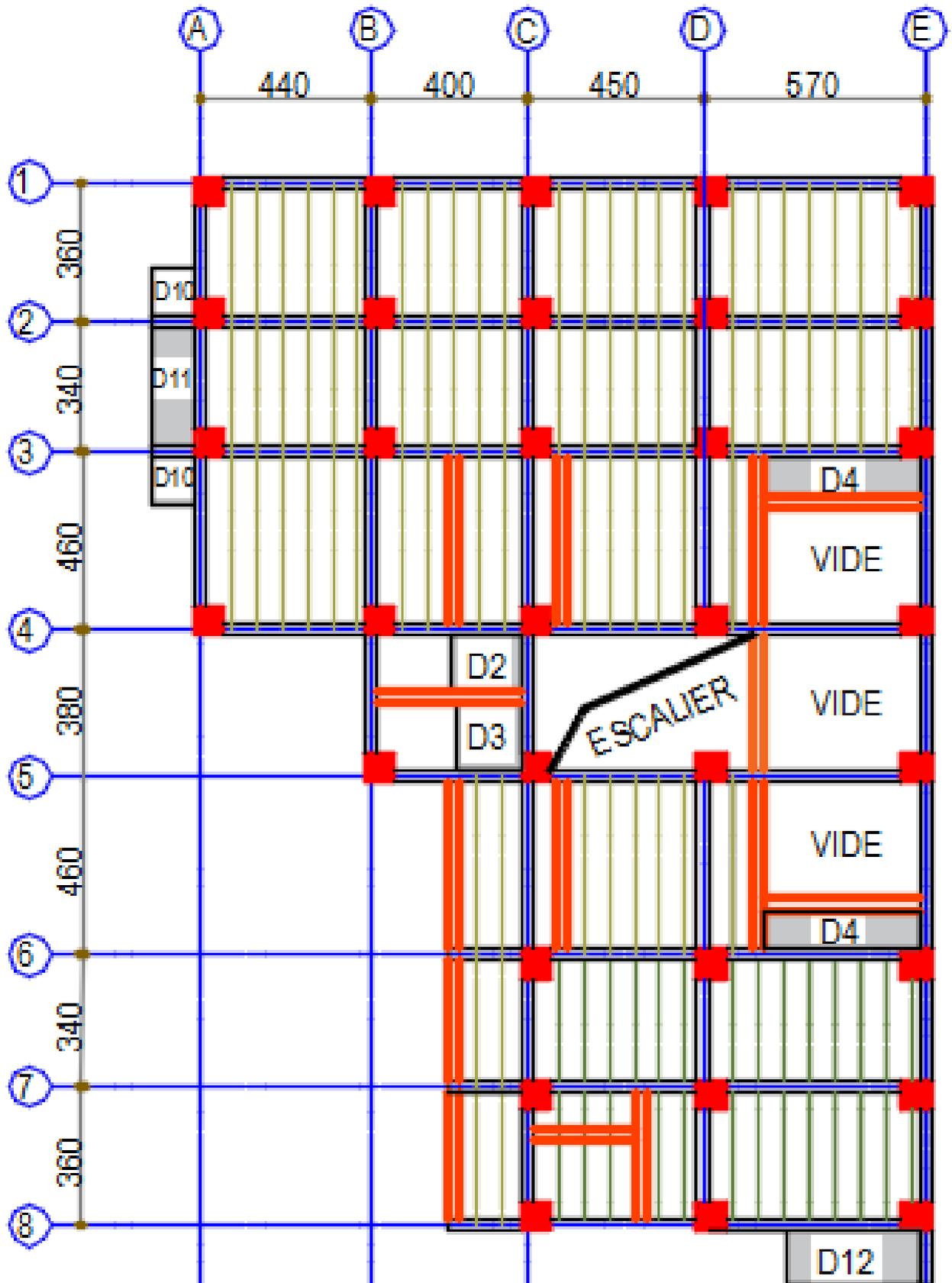
PLANCHIER 1er
-2em-3em-4em etage



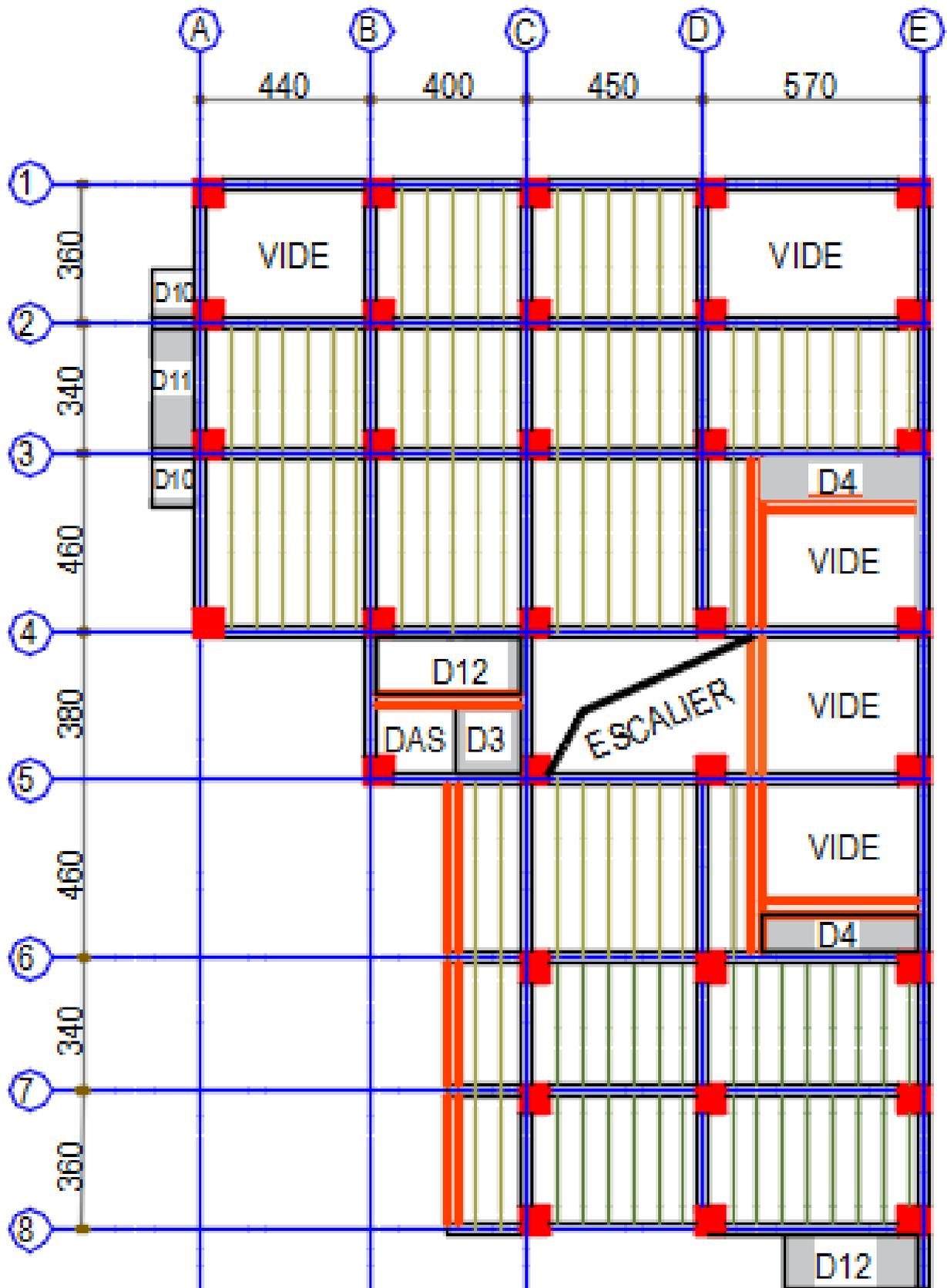
PLANCHIER 5em -
6em etage



PLANCHIER 7em -
8em etage



PLANCHIER 9em etage



ANNEXE 3

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

| 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 | 80.42 | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53 | 8.64 | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47 | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03 | 9.42 | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51 | 150.8 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.70 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04 | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54 | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.5 |
| 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 | 226.2 |
| 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 |

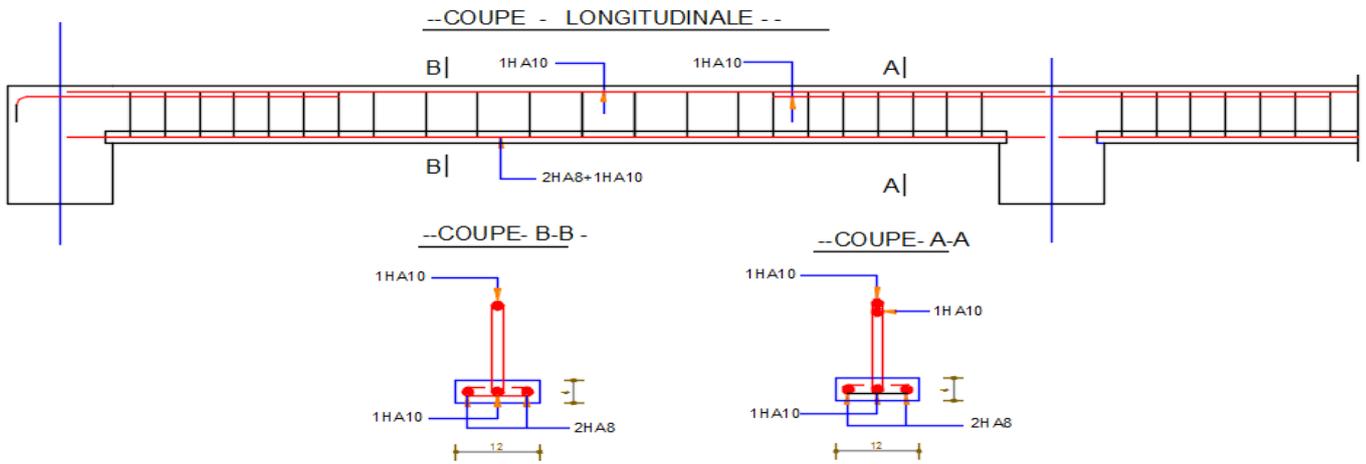
ANNEXE 4

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

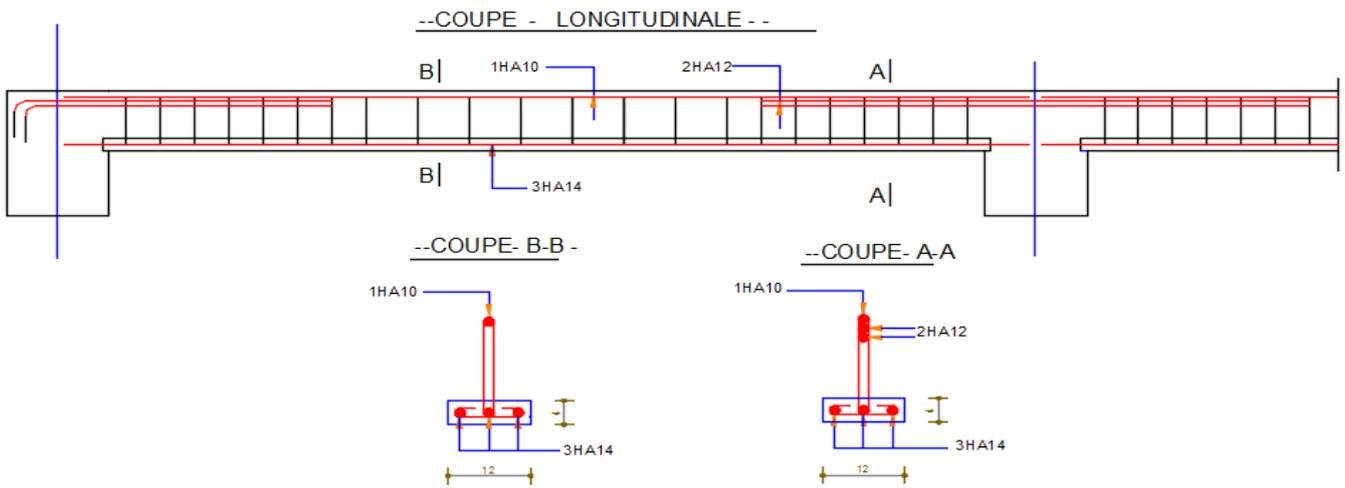
| $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | | $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y | | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.1121 | 0.2854 | 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 | 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 | 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 | 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 | 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6647 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 | 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 | 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 | 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 | 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 | 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 | 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 | 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 | 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 | 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 | 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 | 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7933 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 | 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 | 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4462 | 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 | 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 | 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 | 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 | 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 | 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 | 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 | 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 | 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 | 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 | 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 | 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 1.0000 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 | | | | | |

ANNEXE 5

Schémas de ferrailage des poutres

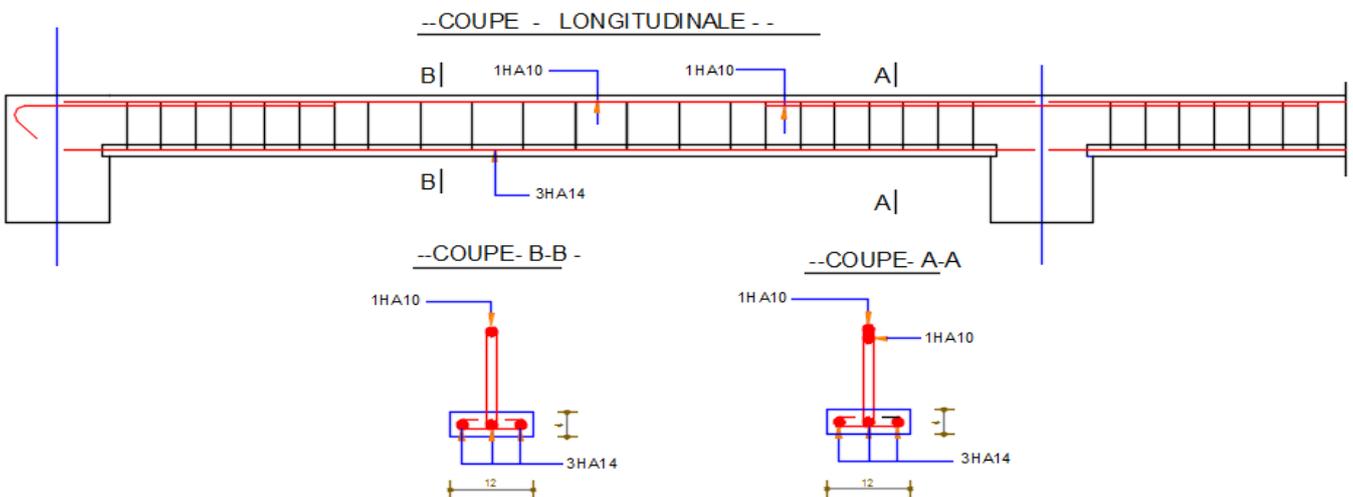


Entre sol 1



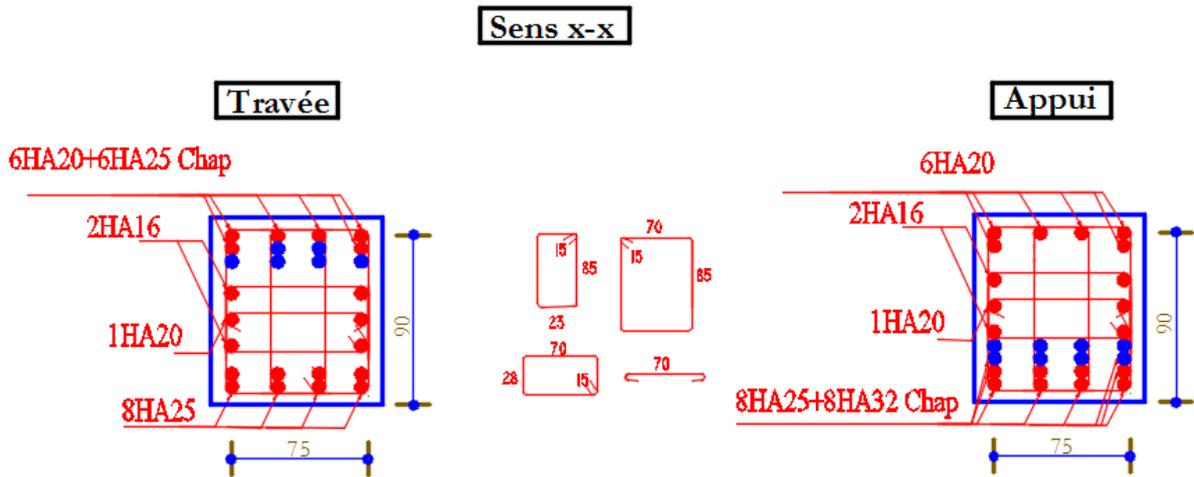
Commerce

De 1er entre sol - Etage 5

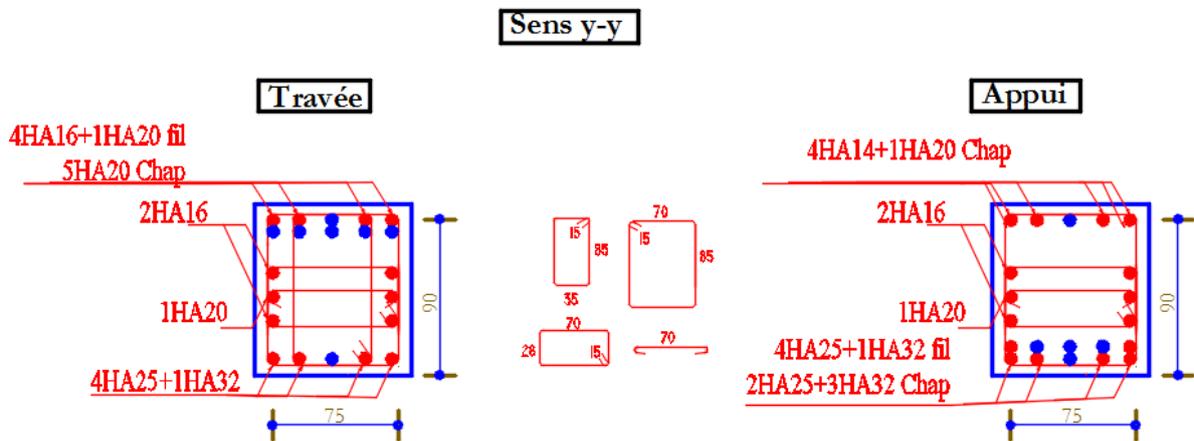


Schémas de ferrailage des nervures

Sens X-X



Sens Y-Y



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail,

Tout d'abord à mes parents qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mon parcours.

A mes frères et ma petite sœur (KAMEL , ABDELHAK et BOUCHRA).

A une personne très spéciale AIT EL DJOUDI CYLIA ainsi que mon cher ami et frère
BAALI AMINE

A tous mes amis et mes collègues (ABDELAALI , IMAD.CH, IMAD.L)

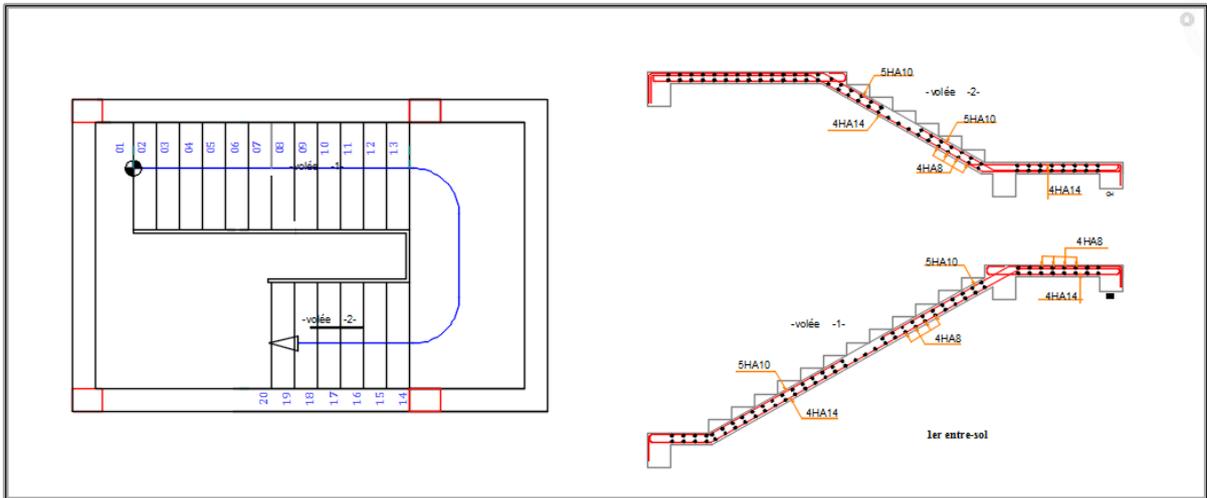
A tout mon club « TERRE D' AVENTURES ALGERIE »

Et finalement, à ma binôme « Kahina ».

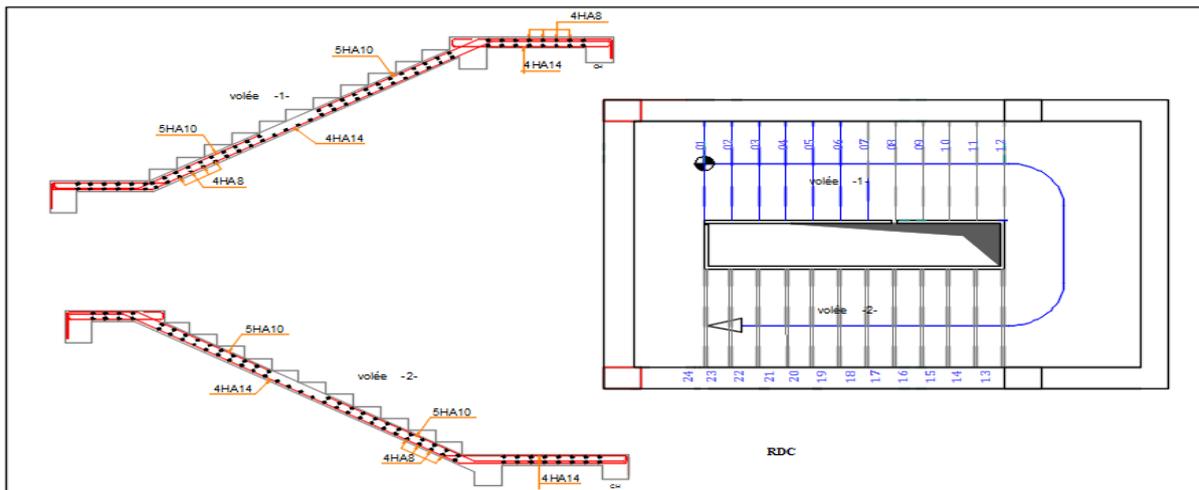
REDOUANE DJEMA

Schemas de ferrailage des escaliers

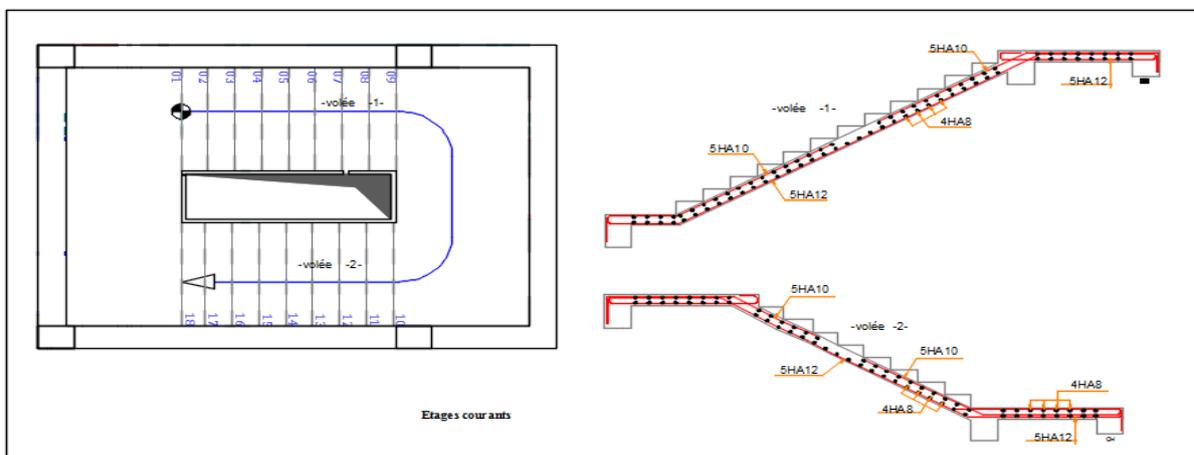
Entre sol 1



RDC

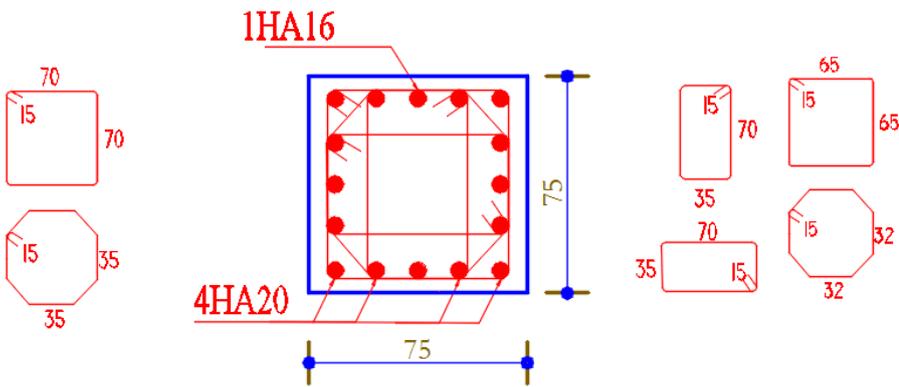


Etage courant

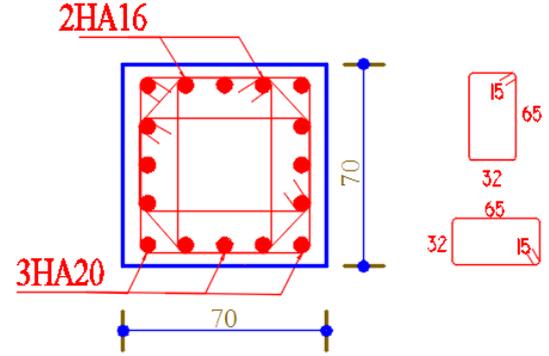


Schémas de ferrailage des poteaux

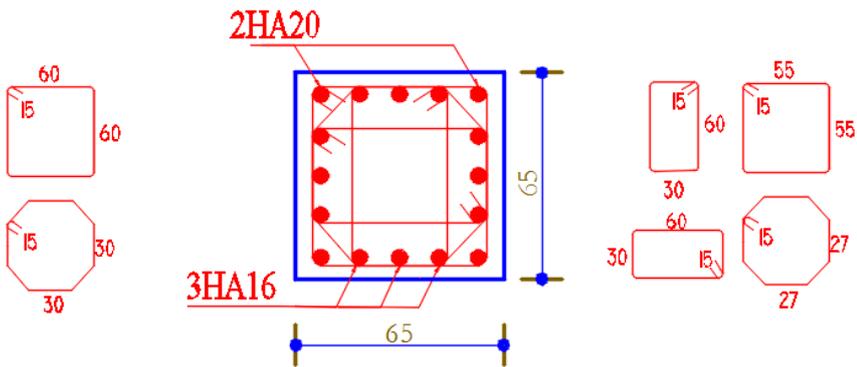
POT (75x75)



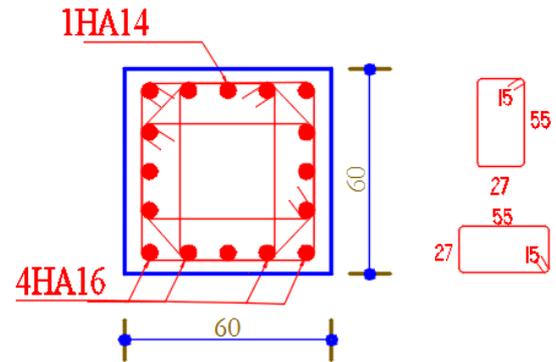
POT (70x70)



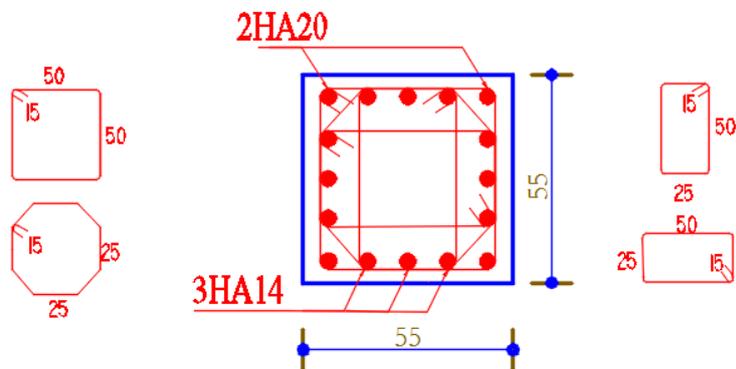
POT (65x65)



POT (60x60)



POT (55x55)



ANNEXE 6

Sollicitations et ferrailage des voiles

Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--------------------------------------|------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*1,3 | 0,15*1,3 | 0,15*1,3 | 0,15*1,3 |
| N(KN) | 284,4852 | 192,996 | 118,4989 | 65,3652 |
| M(KN.m) | 36,9722 | 6,3368 | 0,2218 | 53,0307 |
| V(KN) | 35,0494 | 35,345 | 36,581 | -33,3943 |
| τ (MPa) | 0,23091369 | 0,26390933 | 0,27313813 | -0,24934411 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm ²) | -2,90861568 | -2,34674548 | -1,52410147 | 0,23095545 |
| A_{min} (cm ²) | 3,315 | 2,925 | 2,925 | 2,925 |
| L_t | 1,03988531 | 0,55149848 | 0,64438476 | 0,47641 |
| A_{min}^{tendu} (cm ²) | 3,53561005 | 1,65449543 | 1,93315427 | 1,42923001 |
| N^{barre} | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A_{min}^{comp} (cm ²) | -1,32561005 | 0,29550457 | 0,01684573 | 0,52076999 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 0,21808516 | 0,21992444 | 0,22761511 | -0,20778676 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N^{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x2,8}$ dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--------------------------------------|------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*1,5 | 0,15*1,5 | 0,15*1,5 | 0,15*1,5 |
| N(KN) | -24,2354 | 5,2148 | 33,6918 | 0,2087 |
| M(KN.m) | 65,3178 | 93,3409 | 26,5611 | 7,649 |
| V(KN) | 78,5525 | 75,3192 | 74,7755 | 67,315 |
| τ (MPa) | 0,44613996 | 0,48481324 | 0,48131356 | 0,43329195 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm ²) | 1,4426334 | 1,55605223 | 0,02603398 | 0,12927065 |
| A_{min} (cm ²) | 3,825 | 3,375 | 3,375 | 3,375 |
| L_t | 0,68043033 | 0,73952469 | 0,51216299 | 0,74488414 |
| A_{min}^{tendu} (cm ²) | 2,31346314 | 2,21857407 | 1,53648898 | 2,23465241 |
| $N^{barre}/face$ | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A_{min}^{comp} (cm ²) | 0,23653686 | 0,03142593 | 0,71351102 | 0,01534759 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 0,42135441 | 0,40401103 | 0,40109464 | 0,36107663 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N^{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3,4} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--|------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*2 | 0,15*2 | 0,15*2 | 0,15*2 |
| N(KN) | 702,6354 | 467,1963 | 276,4526 | 66,1688 |
| M(KN.m) | 33,8208 | 5,4455 | 1,3128 | 19,091 |
| V(KN) | 60,7085 | 60,4302 | 60,4672 | 51,3701 |
| τ (MPa) | 0,25638582 | 0,28923856 | 0,28941566 | 0,24587398 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A _{cal} (cm ²) | -8,29371703 | -5,79152206 | -3,48394639 | -0,59944285 |
| A _{min} (cm ²) | 5,1 | 4,5 | 4,5 | 4,5 |
| L _t | 1,14440263 | 0,9650329 | 0,9857538 | 0,13444101 |
| A _{min} ^{tendu} (cm ²) | 3,89096894 | 2,8950987 | 2,95726139 | 0,40332302 |
| N ^{barre} | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A _{min} ^{comp} (cm ²) | -0,49096894 | 0,1049013 | 0,04273861 | 2,59667698 |
| A _h ^{cal} (cm ²) | 0,24214217 | 0,24103214 | 0,24117972 | 0,20489499 |
| A _h ^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N ^{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile V_{x5} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--|------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*1,2 | 0,15*1,2 | 0,15*1,2 | 0,15*1,2 |
| N(KN) | 7,0026 | 22,7947 | 59,6957 | -4,0464 |
| M(KN.m) | 57,2216 | 13,5404 | 2,0198 | 2,1507 |
| V(KN) | 30,782 | 17,5573 | 18,4105 | 18,5545 |
| τ (MPa) | 0,22043376 | 0,14249403 | 0,14941855 | 0,15058725 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A _{cal} (cm ²) | 1,16251922 | -0,00093378 | -0,73424137 | 9,45 |
| A _{min} (cm ²) | 3,06 | 2,7 | 2,7 | 2,7 |
| L _t | 0,61468522 | 0,39798499 | 0,4984952 | 0,82577207 |
| A _{min} ^{tendu} (cm ²) | 2,08992976 | 1,19395498 | 1,4954856 | 2,47731622 |
| N ^{barre} /face | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A _{min} ^{comp} (cm ²) | -0,04992976 | 0,60604502 | 0,3045144 | -0,67731622 |
| A _h ^{cal} (cm ²) | 0,20818744 | 0,11874502 | 0,12451546 | 0,12548937 |
| A _h ^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N ^{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile V_{x6} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--|-------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*2,4 | 0,15*2,4 | 0,15*2,4 | 0,15*2,4 |
| N(KN) | 858,2924 | 611,4144 | 367,9213 | 76,2471 |
| M(KN.m) | 180,6415 | 49,1275 | 5,9654 | 21,2341 |
| V(KN) | 68,5868 | 56,601 | 49,9582 | 27,157 |
| τ (MPa) | 0,24035424 | 0,2247983 | 0,19841555 | 0,10785759 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A _{cal} (cm ²) | -8,58617109 | -7,07561281 | -4,56754042 | -0,74331863 |
| A _{min} (cm ²) | 6,12 | 5,4 | 5,4 | 5,4 |
| L _t | 1,83139846 | 0,95894827 | 1,15135862 | 0,36452822 |
| A _{min} ^{tendu} (cm ²) | 6,22675477 | 2,8768448 | 3,45407586 | 1,09358467 |
| N ^{barre} | 8HA10=6,28 | 8HA10=6,28 | 8HA10=6,28 | 8HA10=6,28 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A _{min} ^{comp} (cm ²) | -2,14675477 | 0,7231552 | 0,14592414 | 2,50641533 |
| A _h ^{cal} (cm ²) | 0,22700123 | 0,18733191 | 0,16534629 | 0,08988132 |
| A _h ^{min} (cm ²) | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| N ^{barre} | 1,01 | 1,01 | 1,01 | 1,01 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile V_{x7} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--|-------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*1,65 | 0,15*1,65 | 0,15*1,65 | 0,15*1,65 |
| N(KN) | 18,4514 | 26,4489 | 29,9368 | 4,1535 |
| M(KN.m) | 79,03 | 65,2385 | 12,7656 | 2,6795 |
| V(KN) | 86,4185 | 75,7047 | 71,5082 | 62,8547 |
| τ (MPa) | 0,4448011 | 0,44161075 | 0,41713117 | 0,36665242 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A _{cal} (cm ²) | 1,00555936 | 0,68660506 | -0,18500937 | -0,01163567 |
| A _{min} (cm ²) | 4,2075 | 3,7125 | 3,7125 | 3,7125 |
| L _t | 0,87796927 | 0,73302066 | 0,29295204 | 0,47332047 |
| A _{min} ^{tendu} (cm ²) | 2,98509552 | 2,19906198 | 0,87885611 | 1,4199614 |
| N ^{barre} | 8HA10=6,28 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A _{min} ^{comp} (cm ²) | -0,18009552 | 0,27593802 | 1,59614389 | 1,0550386 |
| A _h ^{cal} (cm ²) | 0,42008993 | 0,36800896 | 0,34760931 | 0,30554368 |
| A _h ^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N ^{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile V_{x9} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--------------------------------------|-------------------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*1,4 | 0,15*1,4 | 0,15*1,4 | 0,15*1,4 |
| N(KN) | -348,1969 | 9,2828 | 44,7075 | 1,9907 |
| M(KN.m) | 238,3036 | 129,1417 | 92,7243 | 66,9478 |
| V(KN) | 113,0796 | 82,4185 | 83,0087 | 71,2972 |
| τ (MPa) | 0,6898102 | 0,56980691 | 0,57388731 | 0,49291891 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm ²) | 12,495 | 2,30561647 | 1,16544917 | 1,22262597 |
| A_{min} (cm ²) | 3,57 | 3,15 | 3,15 | 3,15 |
| L_t | 0,46134578 | 0,68825948 | 0,62124799 | 0,69514327 |
| A_{min}^{tendu} (cm ²) | 1,56857564 | 2,06477844 | 1,86374397 | 2,0854298 |
| N_{barre} | 4HA14+8HA12 =15,21 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 | 8HA8=4,02 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A_{min}^{comp} (cm ²) | 0,81142436 | 0,03522156 | 0,23625603 | 0,0145702 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 0,65148741 | 0,47483909 | 0,47823942 | 0,41076576 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N_{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y1,3}$ dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--------------------------------------|-------------------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*3,6 | 0,15*3,6 | 0,15*3,6 | 0,15*3,6 |
| N(KN) | 495,4539 | 362,5177 | 237,3777 | 42,3187 |
| M(KN.m) | 1900,5209 | 744,6591 | 385,7089 | 458,4328 |
| V(KN) | 654,824 | 524,9535 | 345,0499 | 288,4334 |
| τ (MPa) | 1,51906147 | 1,38015944 | 0,90717345 | 0,75832255 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_{cal} (cm ²) | 7,8374016 | 0,84854937 | -0,2265007 | 2,7210054 |
| A_{min} (cm ²) | 9,18 | 8,1 | 8,1 | 8,1 |
| L_t | 2,08154924 | 1,2742304 | 1,13533316 | 1,70030339 |
| A_{min}^{tendu} (cm ²) | 7,07726741 | 3,8226912 | 3,40599948 | 5,10091017 |
| N_{barre} | 4HA14+8HA10 =10,08 | 4HA12+8HA8 = 8.54 | 4HA12+8HA8 = 8.54 | 4HA12+8HA8 = 8.54 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A_{min}^{comp} (cm ²) | -0,95726741 | 1,5773088 | 1,99400052 | 0,29908983 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 1,43466917 | 1,15013286 | 0,75597787 | 0,63193546 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N_{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--|------------------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*2,75 | 0,15*2,75 | 0,15*2,75 | 0,15*2,75 |
| N(KN) | 225,1566 | 255,0164 | 83,3884 | -12,4702 |
| M(KN.m) | 1053,5861 | 283,5876 | 156,8153 | 229,6006 |
| V(KN) | 307,2515 | 186,7014 | 181,4268 | 172,7612 |
| τ (MPa) | 0,93715054 | 0,64538756 | 0,62715437 | 0,59719921 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A _{cal} (cm ²) | 7,28210212 | -0,52955536 | 0,40693458 | 2,29521412 |
| A _{min} (cm ²) | 7,0125 | 6,1875 | 6,1875 | 6,1875 |
| L _t | 1,50967866 | 0,8082846 | 1,03987923 | 1,40922824 |
| A _{min} ^{tendu} (cm ²) | 5,13290745 | 2,4248538 | 3,11963768 | 4,22768471 |
| N ^{barre} | 4HA12+8HA8 = 8,54 | 4HA10+8HA8 = 7,16 | 4HA10+8HA8 = 7,16 | 4HA10+8HA8 = 7,16 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A _{min} ^{comp} (cm ²) | -0,45790745 | 1,7001462 | 1,00536232 | -0,10268471 |
| A _h ^{cal} (cm ²) | 0,88508663 | 0,53782296 | 0,52262864 | 0,49766601 |
| A _h ^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N ^{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux

| Niveau | ES1,ES2,RDC | 1 ^{eme} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage | 4 ^{eme} et 5 ^{me} et 6 ^{me} Etage | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} et 9 ^{me} Etage |
|--|------------------------------|---|--|---|
| Section | 0,17*3,3 | 0,15*3,3 | 0,15*3,3 | 0,15*3,3 |
| N(KN) | 601,55 | 496,869 | 264,9389 | 88,7404 |
| M(KN.m) | 1825,613 | 648,6425 | 260,1674 | 198,9615 |
| V(KN) | 939,3095 | 481,7992 | 298,9535 | 126,0323 |
| τ (MPa) | 2,38015077 | 1,38362847 | 0,85853313 | 0,36193891 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A _{cal} (cm ²) | 7,39442683 | -1,02853355 | -1,29841331 | 0,4196115 |
| A _{min} (cm ²) | 8,415 | 7,425 | 7,425 | 7,425 |
| L _t | 1,94902648 | 0,95484263 | 0,72585635 | 1,24523871 |
| A _{min} ^{tendu} (cm ²) | 6,62669002 | 2,86452788 | 2,17756904 | 3,73571614 |
| N ^{barre} | 4HA12+8HA8 = 8,54 | 4HA12+8HA8 = 8,54 | 4HA12+8HA8 = 8,54 | 4HA12+8HA8 = 8,54 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |
| A _{min} ^{comp} (cm ²) | -1,01669002 | 2,08547212 | 2,77243096 | 1,21428386 |
| A _h ^{cal} (cm ²) | 2,24792017 | 1,15302373 | 0,71544427 | 0,30161576 |
| A _h ^{min} (cm ²) | 0,34 | 0,3 | 0,3 | 0,3 |
| N ^{barre} | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 | 2HA8=1,01 |
| S _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |