



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.

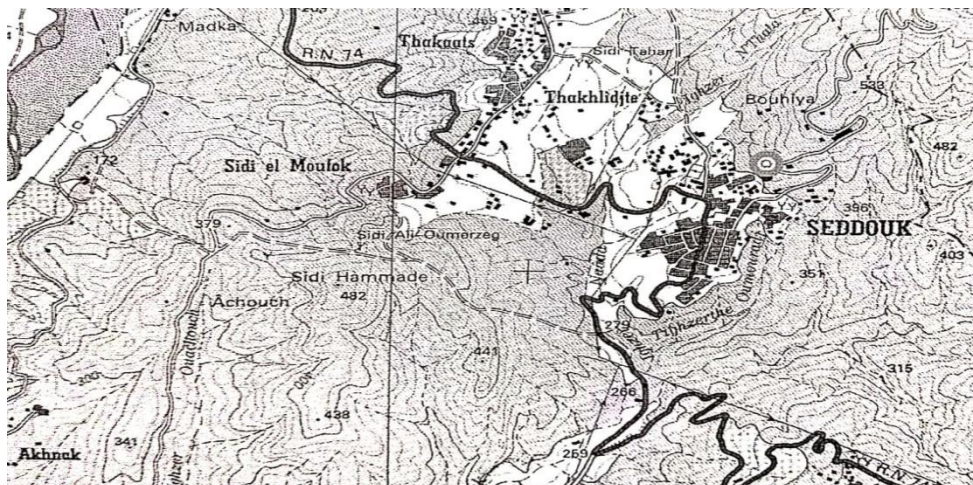


Figure I-1 :-Situation géographique

- **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 : $\gamma=19.2$ KN/m³
 $\phi = 29^\circ$ et $C=0.41$ 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 $f_{bc} = 14,20$ MPa

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

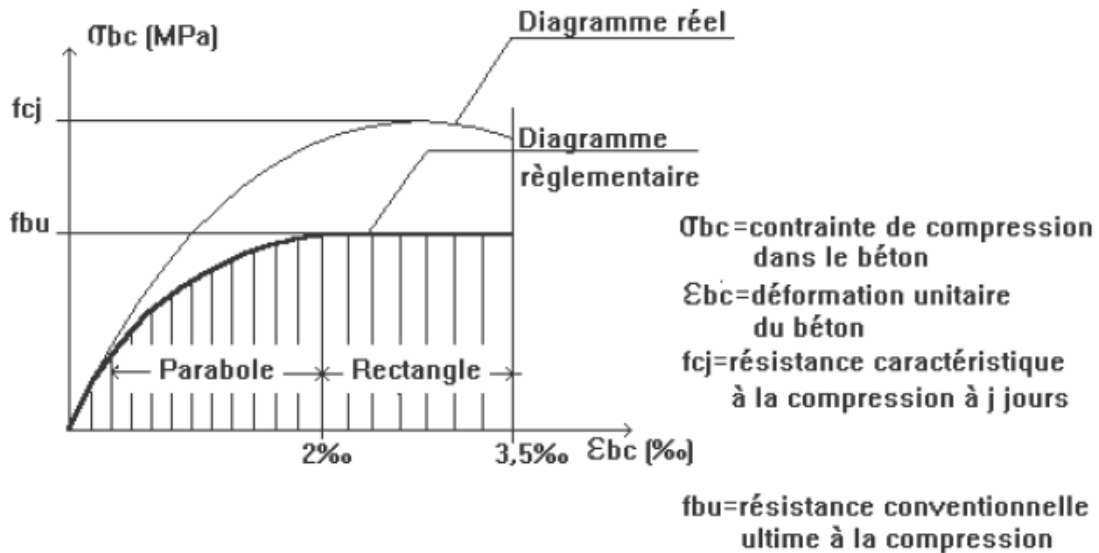


Figure I-2: Diagramme contrainte-déformation du béton.

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

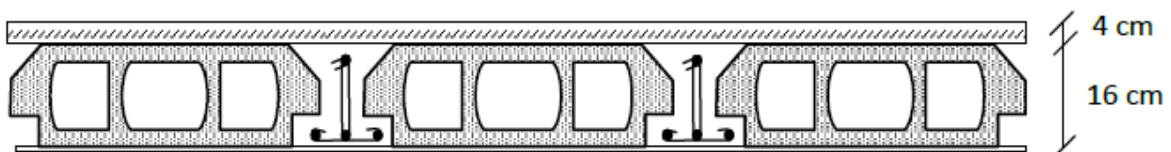


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

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 :

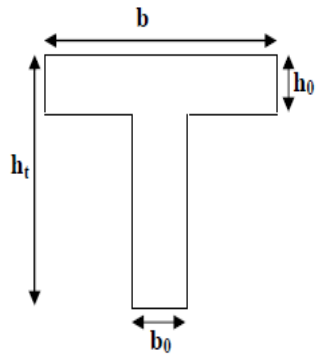


Figure II-2: Coupe transversale des poutrelles

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

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:**

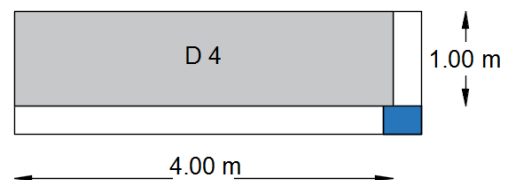
- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu;
- $e \geq 17.5 \text{ cm}$ quatre pour heures de coupe-feu.

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: $e = 3 \text{ cm}$

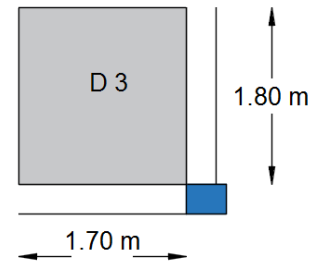
Dalle sur deux appuis (D3):

$L_x=1,70 \text{ m}$ 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: $e = 4 \text{ cm}$



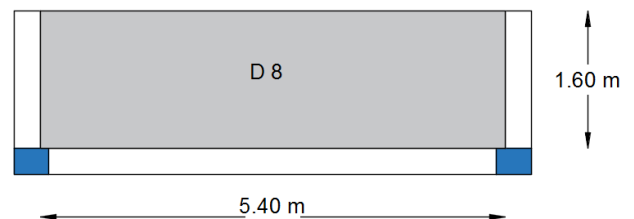
Dalle sur Trois appuis (D8):

$L_x=1,60 \text{ m}$ 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: $e = 5 \text{ cm}$



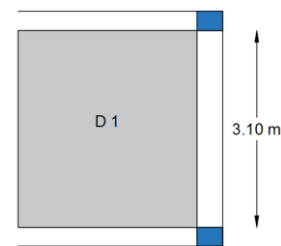
Dalle sur Trois appuis (D1):

$L_x=2,80 \text{ m}$ 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: $e = 7 \text{ cm}$



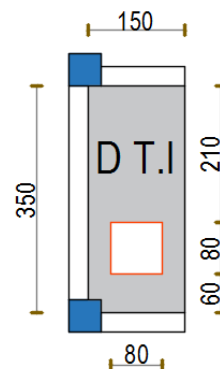
Dalle sur trois appuis (D T.I):

$L_x=1,50 \text{ m}$ 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".

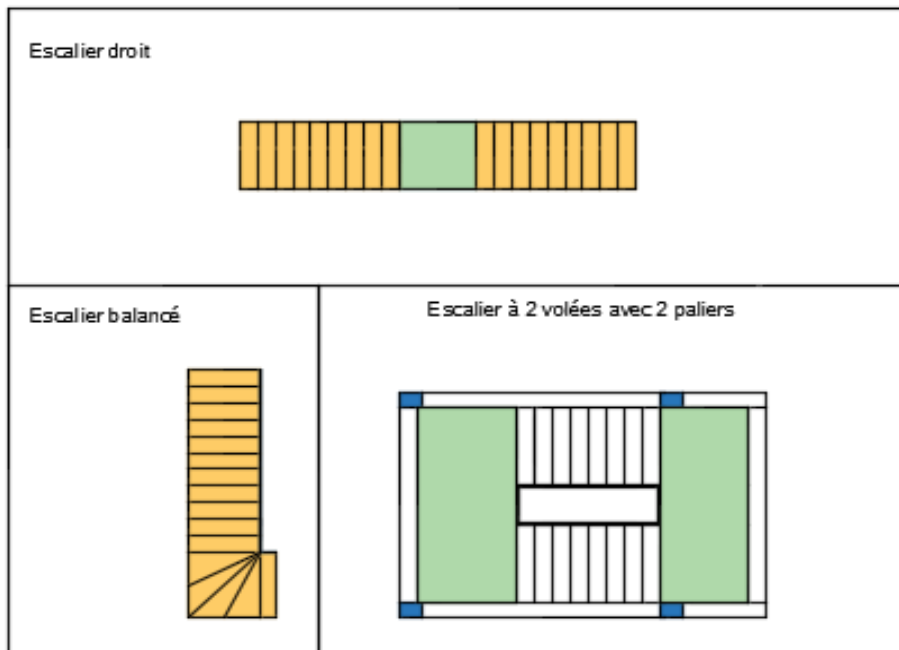


Figure II-3: Types d'escaliers

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:

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

Avec

$$h = \frac{H_0}{n}$$

n : nombre de contre marche.

H_0 : Hauteur de la volée.

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

L_0 : Longueur projetée de la volée.

$n-1$: nombre de contre marche>

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

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

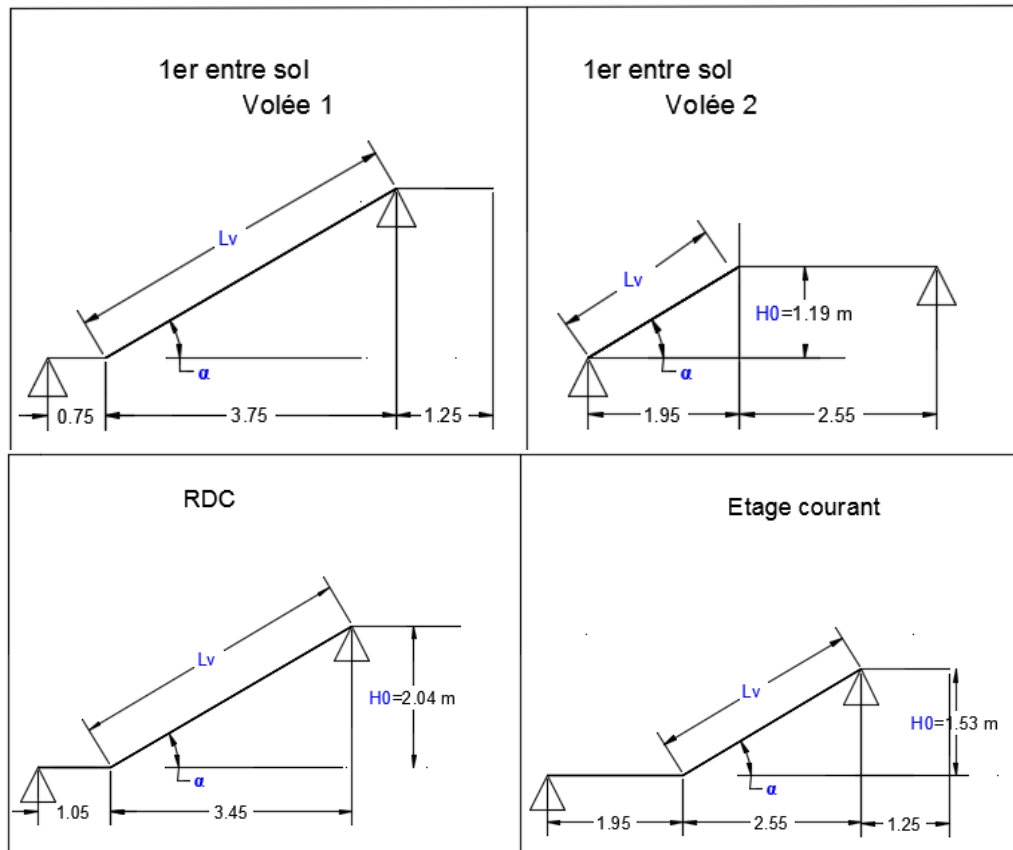


Figure II-4: Schémas statique de l'escalier

L'épaisseur est obtenue par la relation suivante :

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

Avec:

$$L = Lp_1 + L_v$$

L_v : 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 :

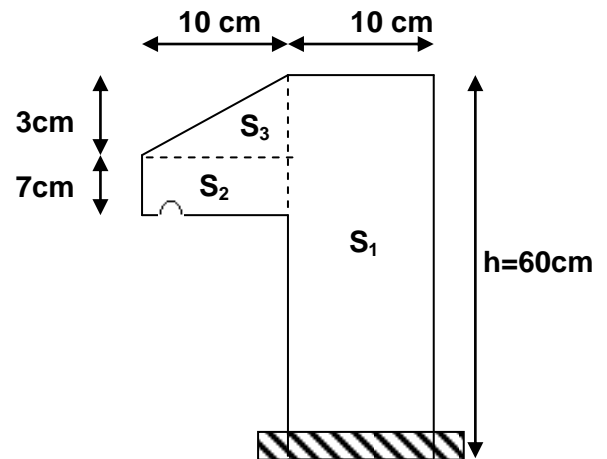
Définition :

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	

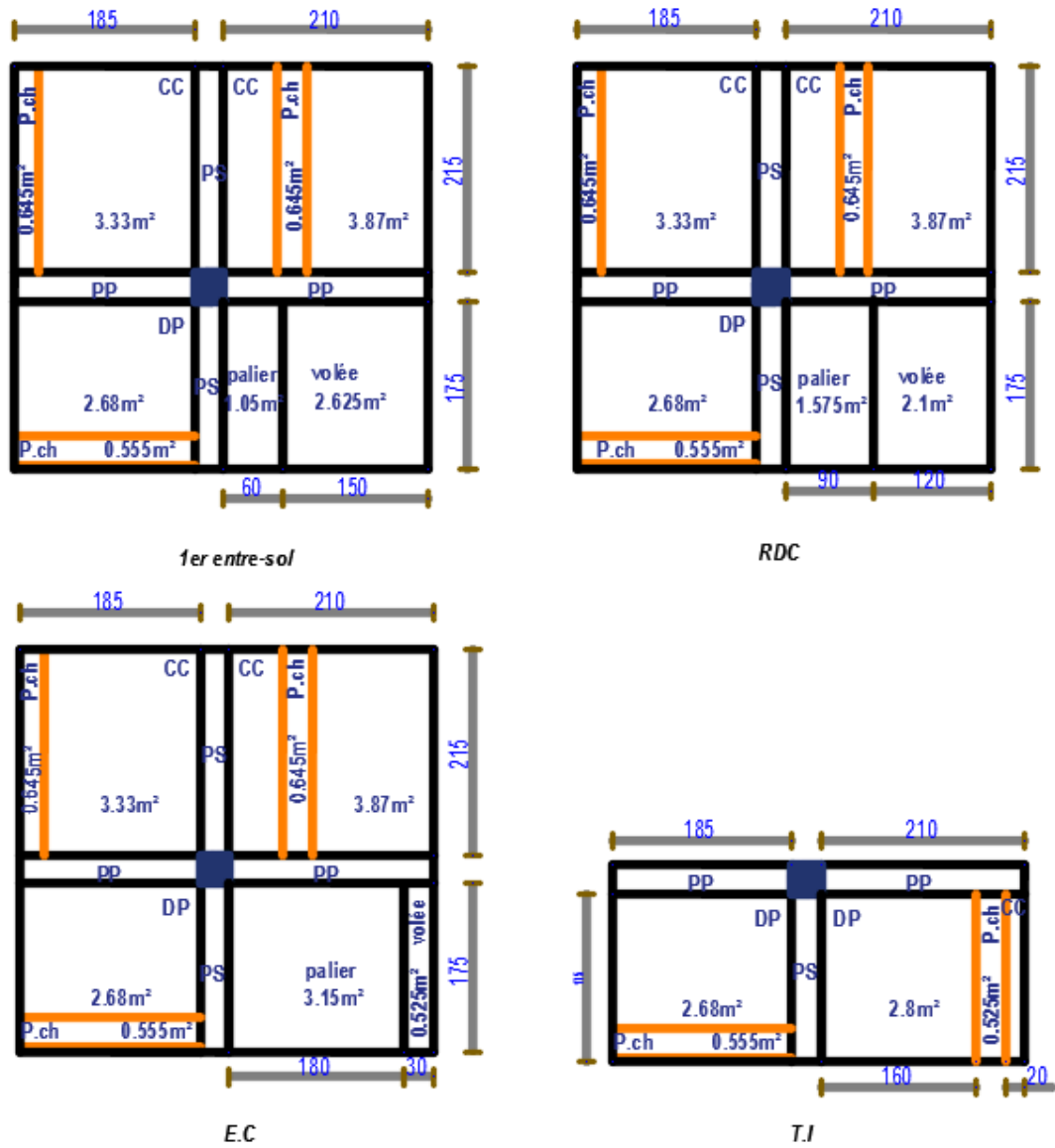
Tableau II-10 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

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 :

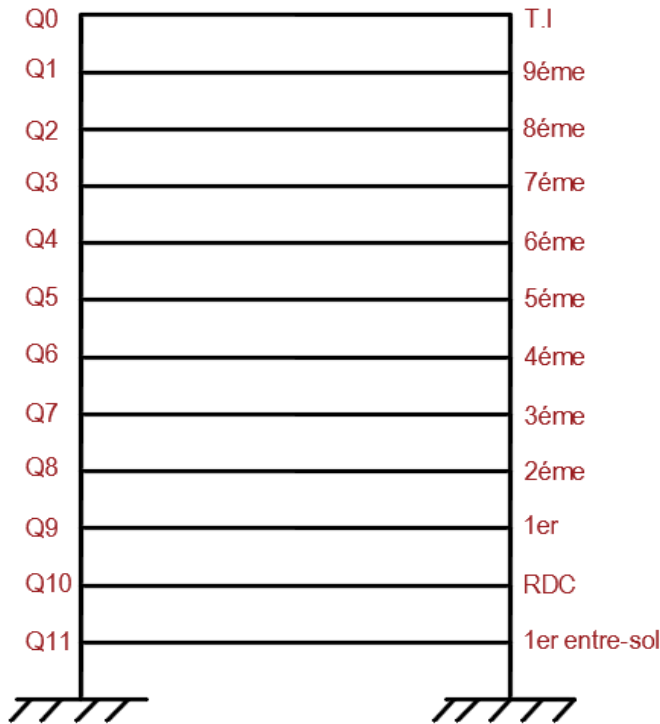


Figure II-6: Dégression des charges d'exploitation

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

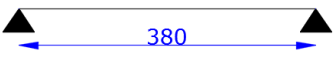
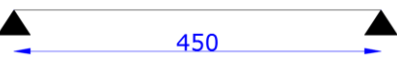

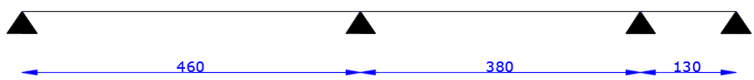
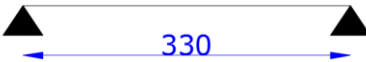
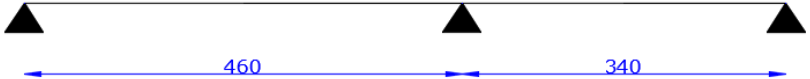
Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

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

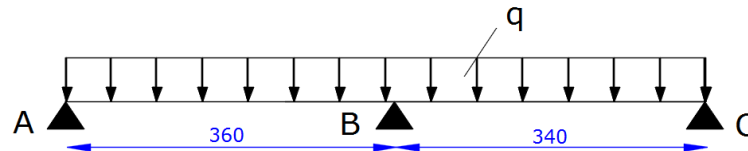


Schéma statique de la poutrelle

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**

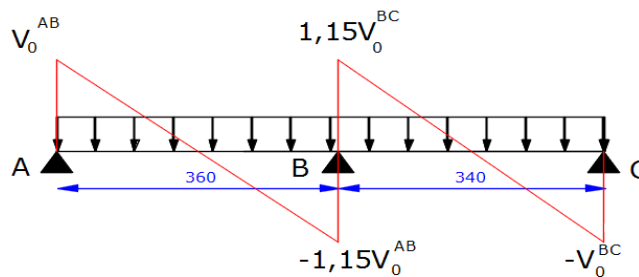


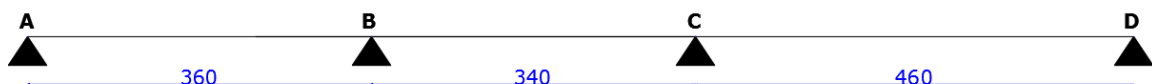
Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

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 :

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

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

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

Appui C :

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

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

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

- **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

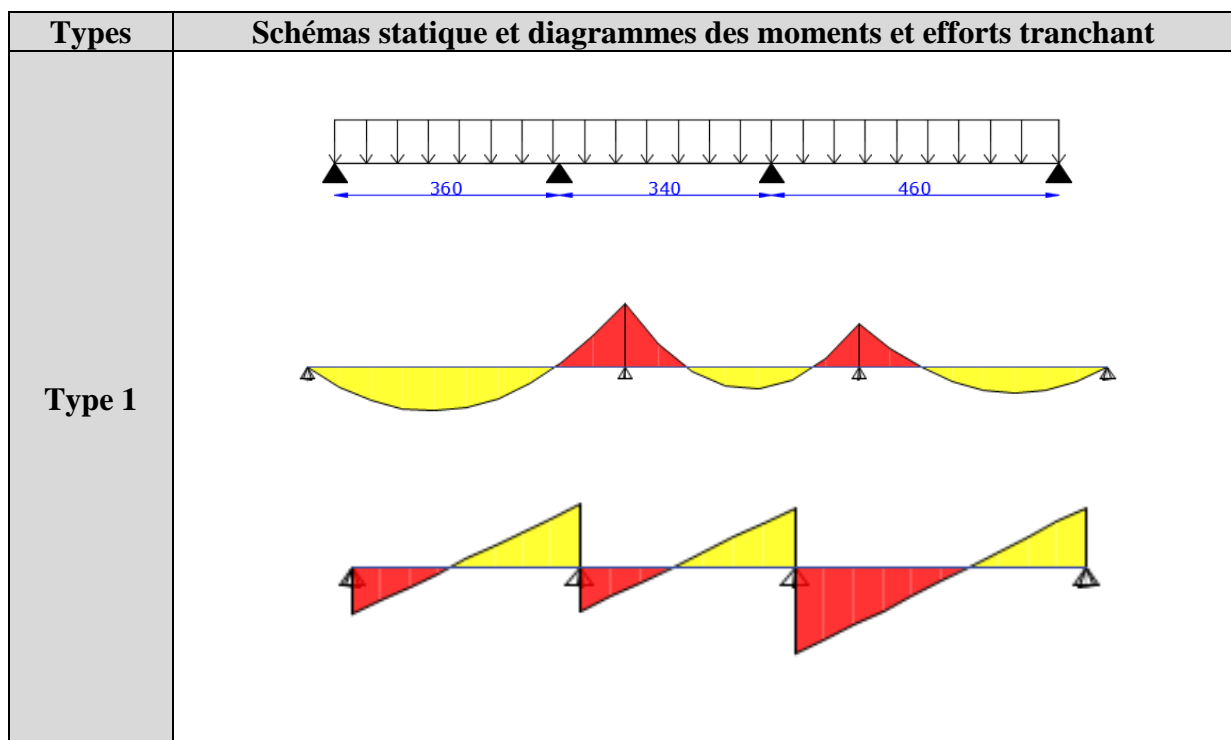
Ferraillage des poutrelles

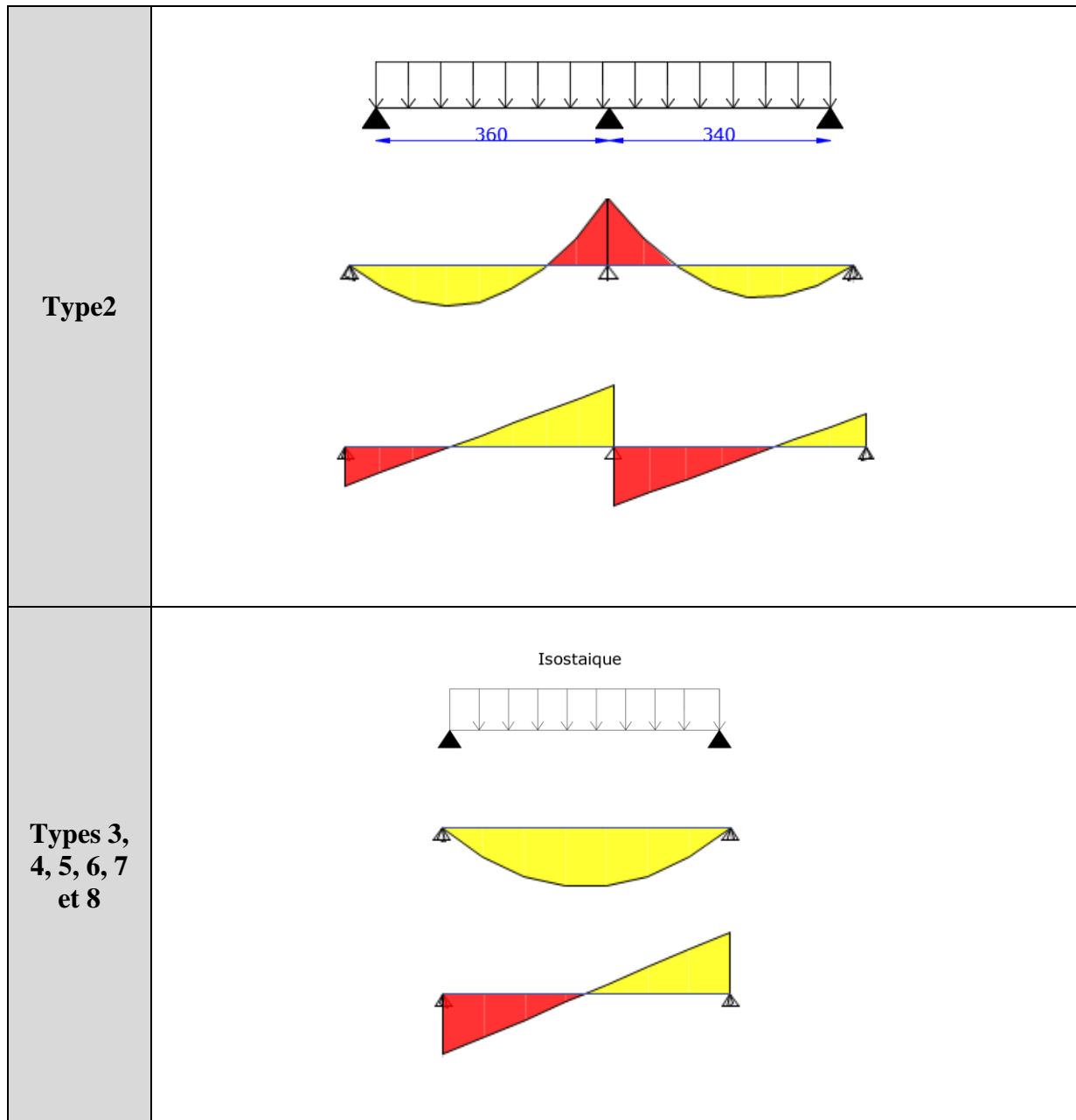
Ferraillage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées 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 : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Appui intermédiaire : $1HA10$ (filante) + $2HA12$ (chapeaux) = 3.05 cm^2

Appui de rive : $1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

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**

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

$$\text{FPN} \implies \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

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: $A_l = 3HA12 + 1HA10 = 4.18 \text{ cm}^2 > 0,33 \text{ cm}^2$

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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

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

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

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

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}

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,62 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,53 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,79 \end{array} \right.$$

✓ **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.

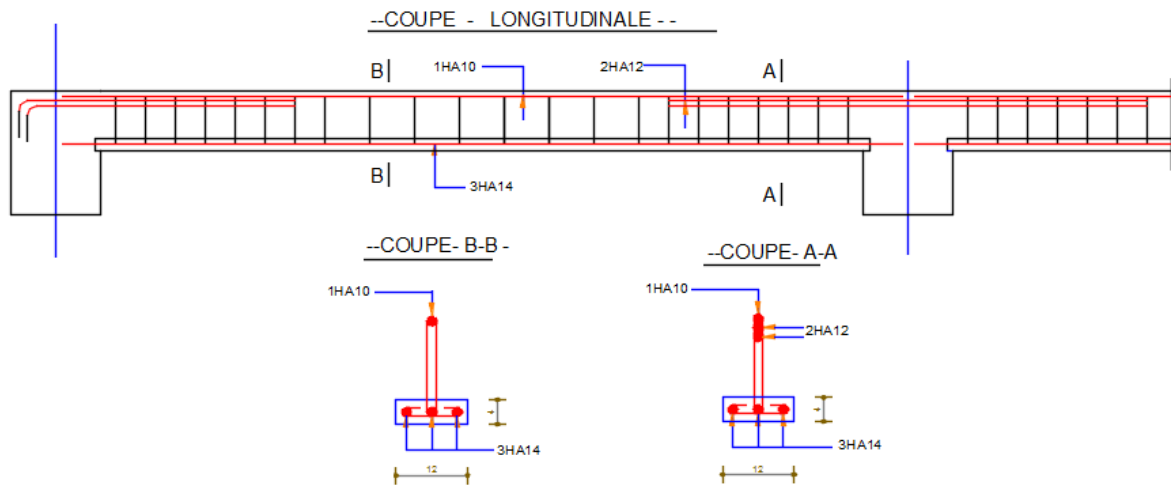
Tableau II-28 : Calcul du ferrailage à l'ELU

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

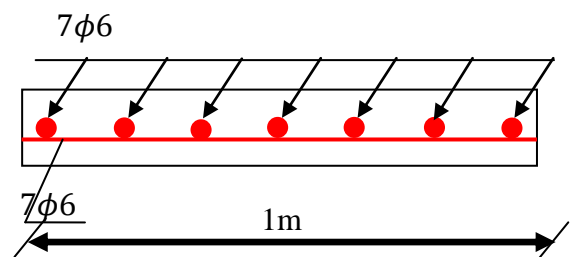
Figure II-7 : Schéma de ferrailage des poutrelles (commerce)



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

Figure II-8 : Ferrailage de la dalle de compression

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

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

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

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

❖ 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:

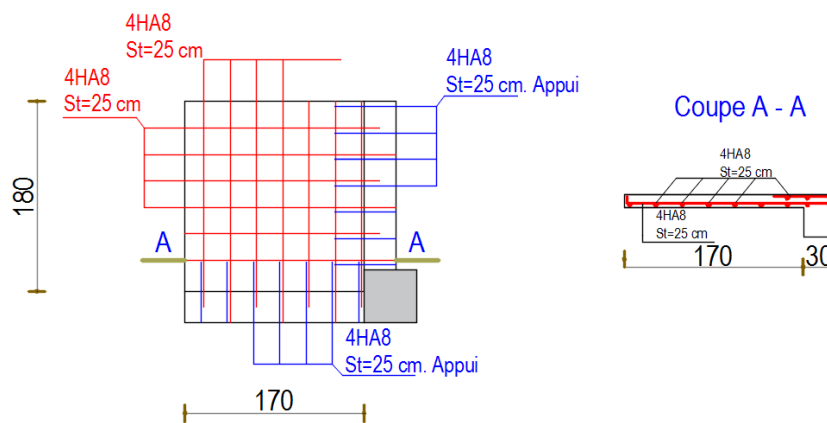


Figure II-9: Ferrailage de la dalles pleines D3

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 :

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

Leurs longueurs respectives :

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

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).

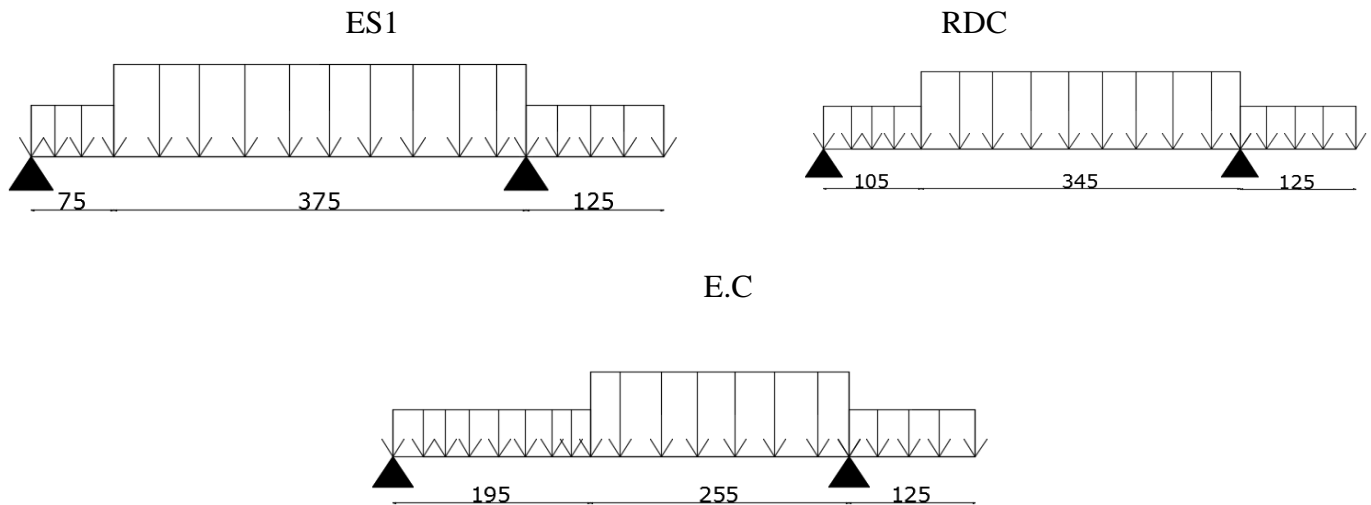


Figure II-10: Schéma statique

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) $l \leq 8 \text{ m}$

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

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.

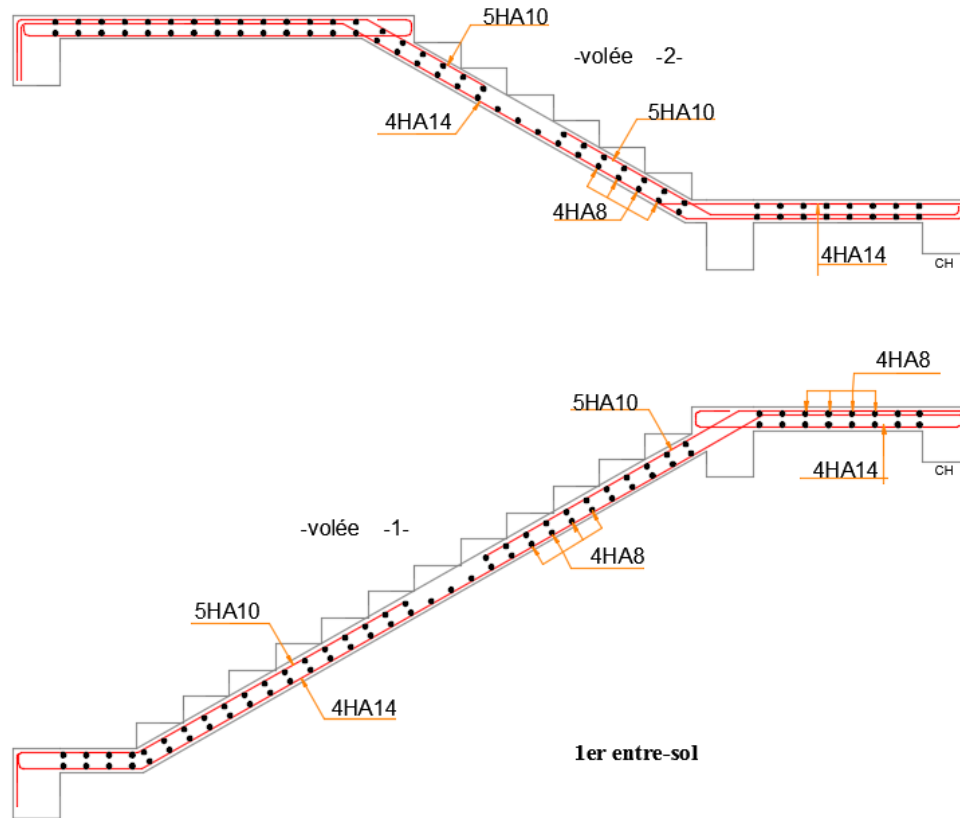


Figure II-11: Schéma de ferrailages des escaliers

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.

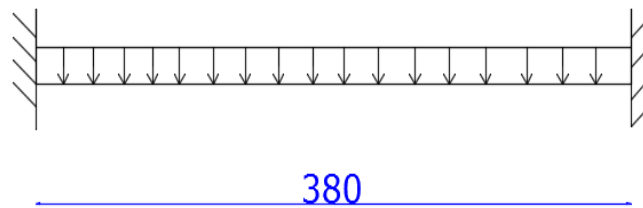


Figure II-12 : Schéma statique de la poutre palière

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)

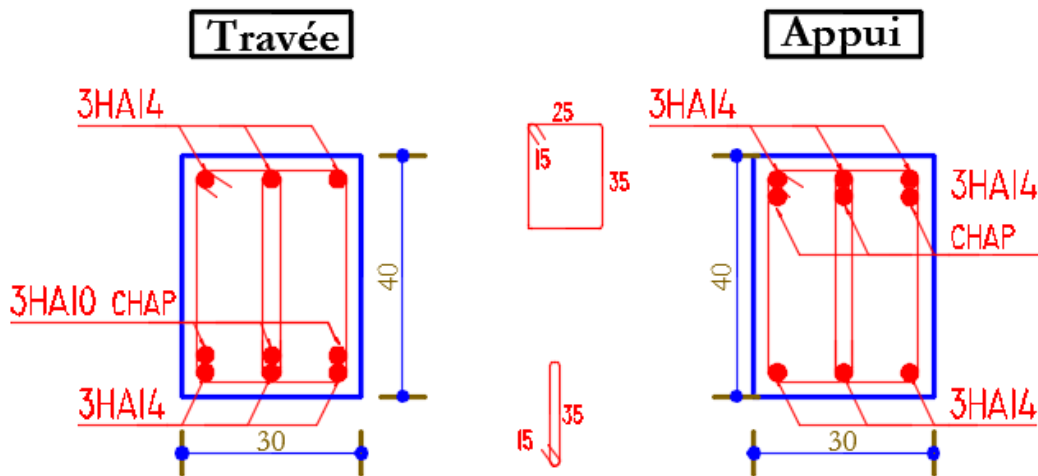


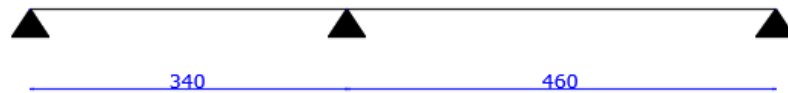
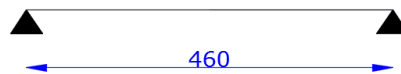
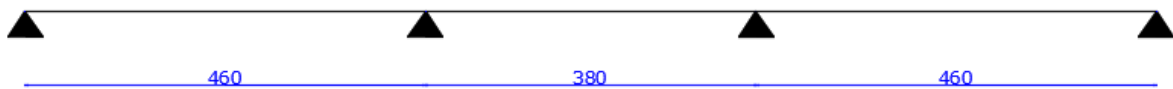
Figure II-13: Schéma de ferrailage de la poutre palier

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**

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

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

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

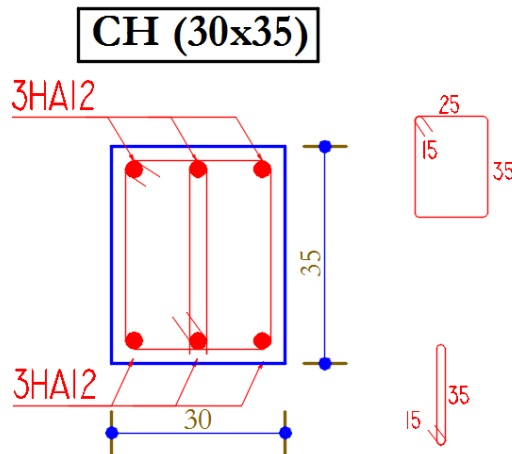


Figure II-14: Schéma de ferrailage des chainages

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.

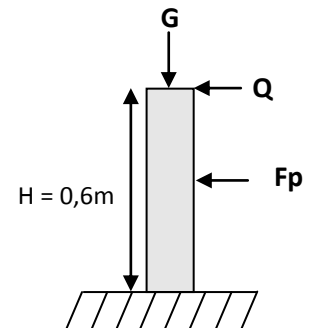
l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$

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

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

✓ **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

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

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

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

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

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



100cm

Section à ferrailer

✓ 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 : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ Vérification au cisaillement :

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

on doit vérifier si : $\tau_u < \bar{\tau}$

-ELU

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

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

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

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié (pas de risque de cisaillement)

-ELU ACCIDENTELLE

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

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié (pas de risque de cisaillement)

Vérification à l'ELS

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

$\eta = 1.6$ pour les HR $\bar{\sigma}$

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 : $y_c = 0.27$

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

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

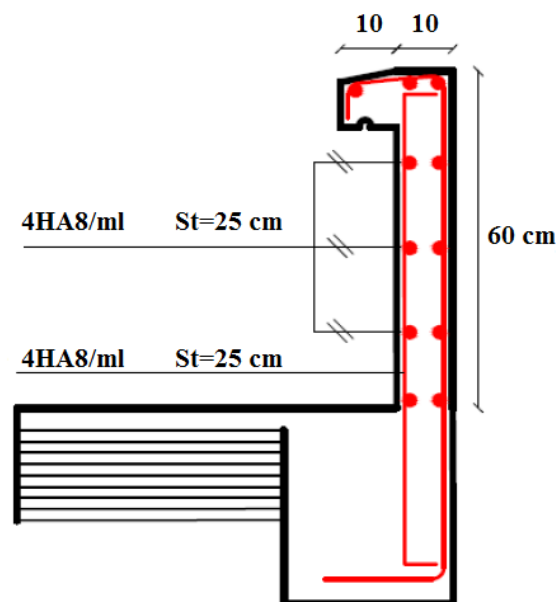
$$\text{AN : } \mu_t = 1.91 \times 10^{-5}$$

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 :**

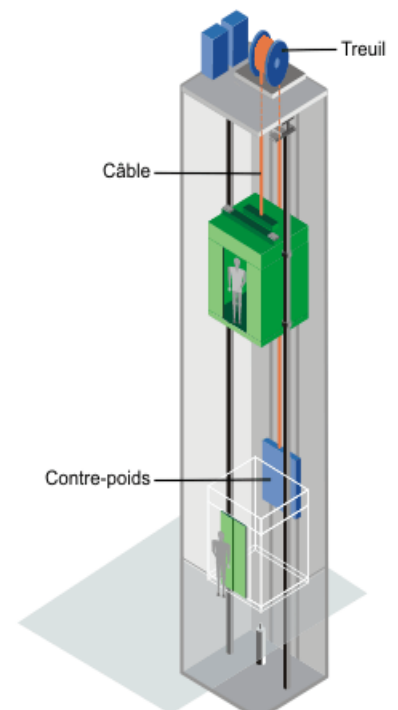


Figure II-15 : Représentation d'un ascenseur à traction à câbles

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

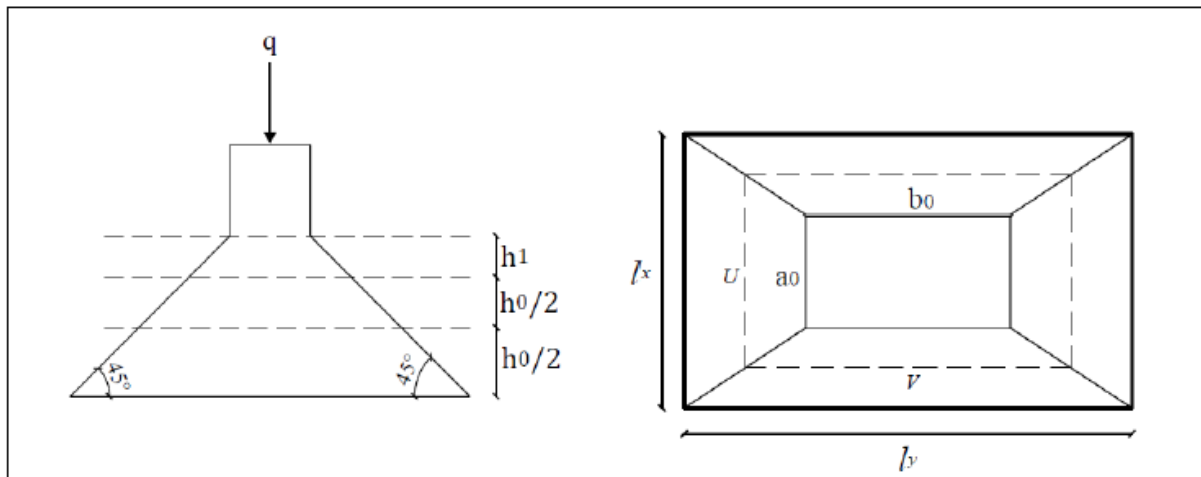


Figure II-16 : Schéma représentatif de la surface d'impact

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

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 .

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

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

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

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 répartie	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 : $W = 59138.0786 \text{ KN}$

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

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

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:

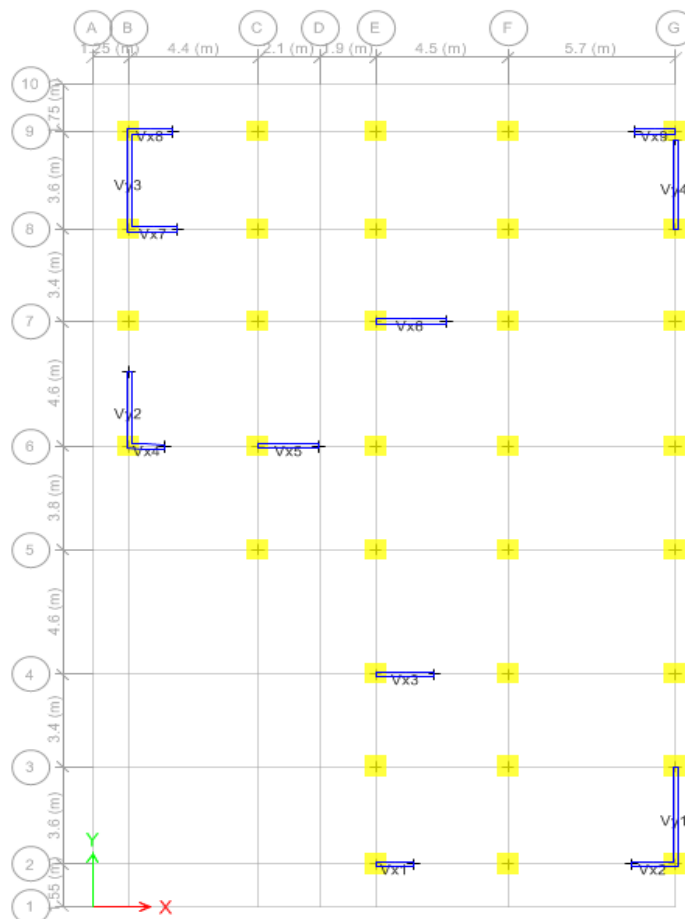
Disposition des voiles de contreventements

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)

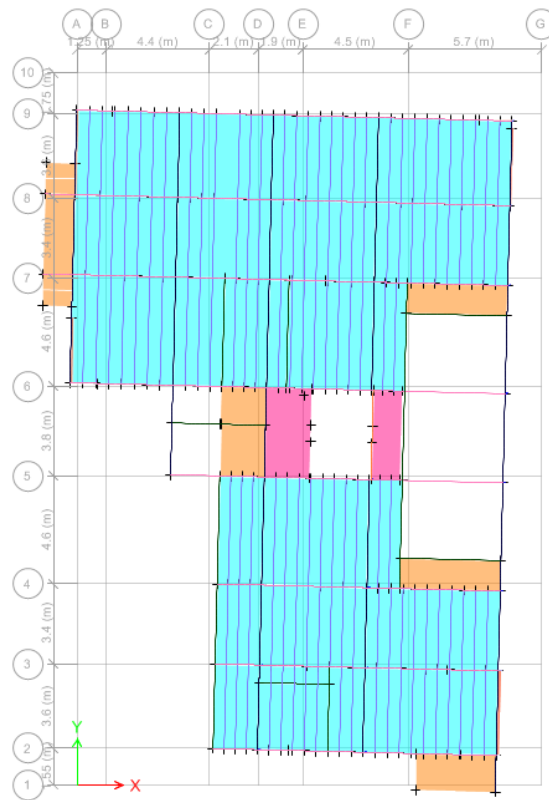
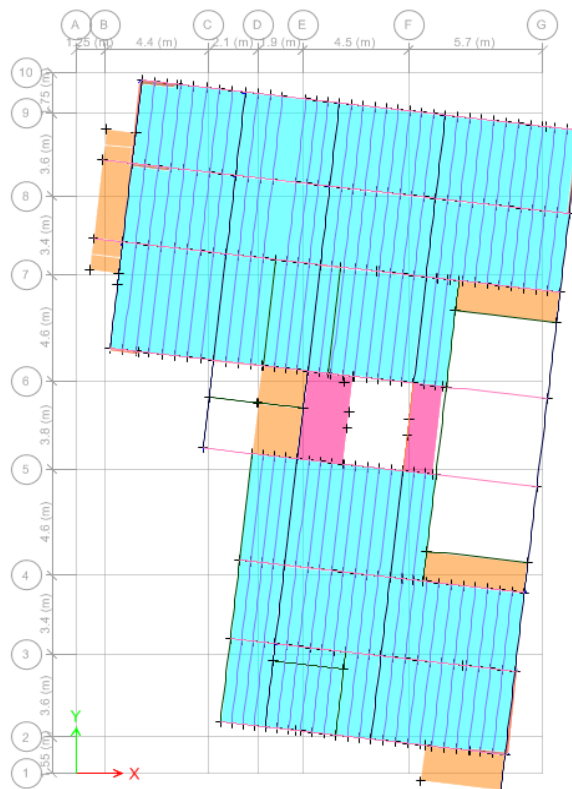


Figure III-4 : 3ème mode de déformation (rotation suivant z-z)



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 ferraillage 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 ferraillages 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:

$$\text{Pour les appuis de rives: } A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Pour les appuis intermédiaires: } A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

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 ferraillage des poutres

Les schémas de ferraillage 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

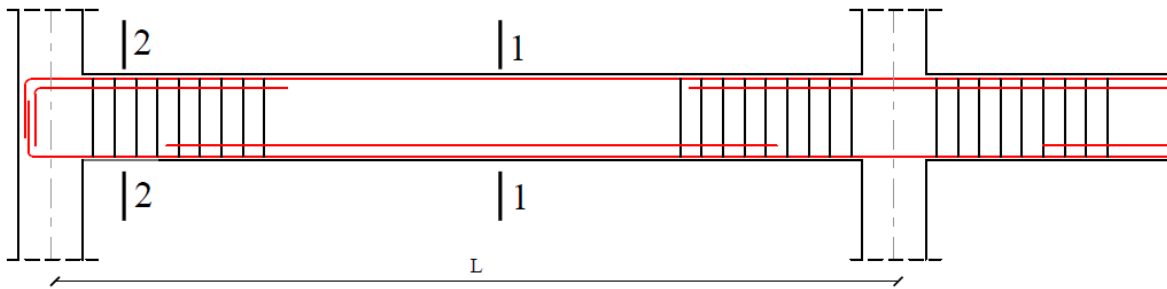
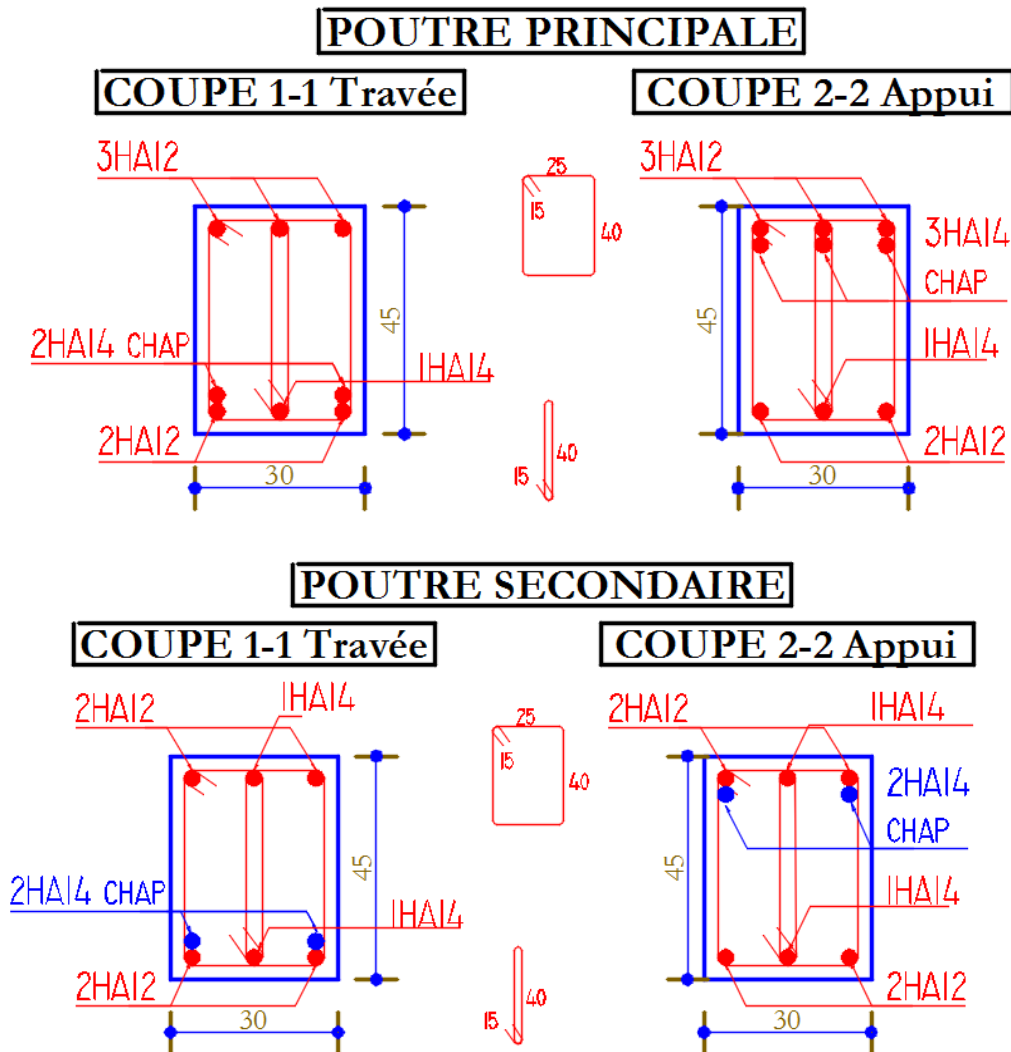


Figure IV-2 : Schémas de ferraillage de la poutre principale et secondaire des étages courants



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) $G + Q \pm E$
- 4) $0.8 G \pm E$

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 (S_t) 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

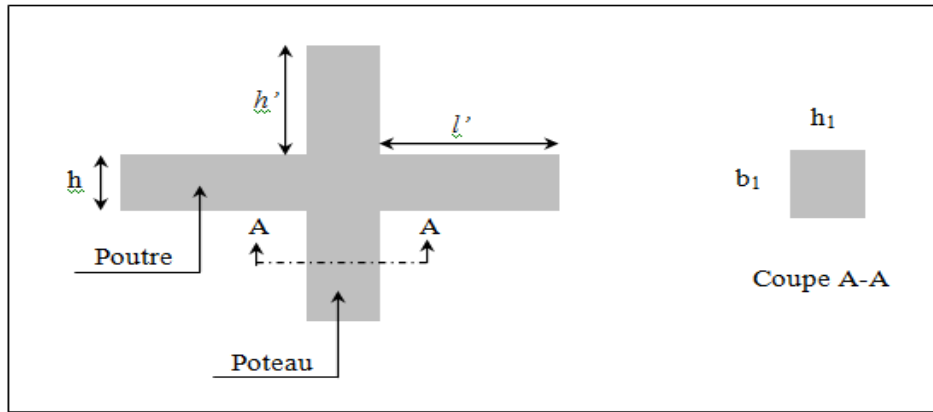


Figure IV-3 :-Zone nodale

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 ferrillage 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.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

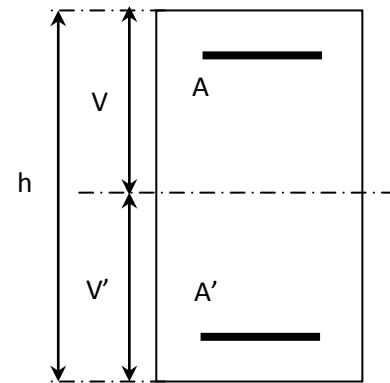


Figure IV-4 :-Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV-11 : Vérification des contraintes dans le béton

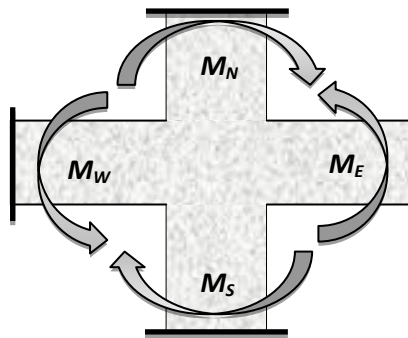
Niveau x	ES 1	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Section s	75x75	75x75	70x70	70x70	70x70	65x65	65x65	60x60	60x60	55x55	55x55
d (cm)	0.71	0.71	0.66	0.66	0.66	0.61	0.61	0.56	0.56	0.51	0.51
A (cm ²)	45.74	45.74	41.21	41.21	41.21	36.7	36.7	30.29	30.29	24.89	24.89
V (cm)	0.41	0.41	0.38	0.38	0.38	0.35	0.35	0.33	0.33	0.30	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

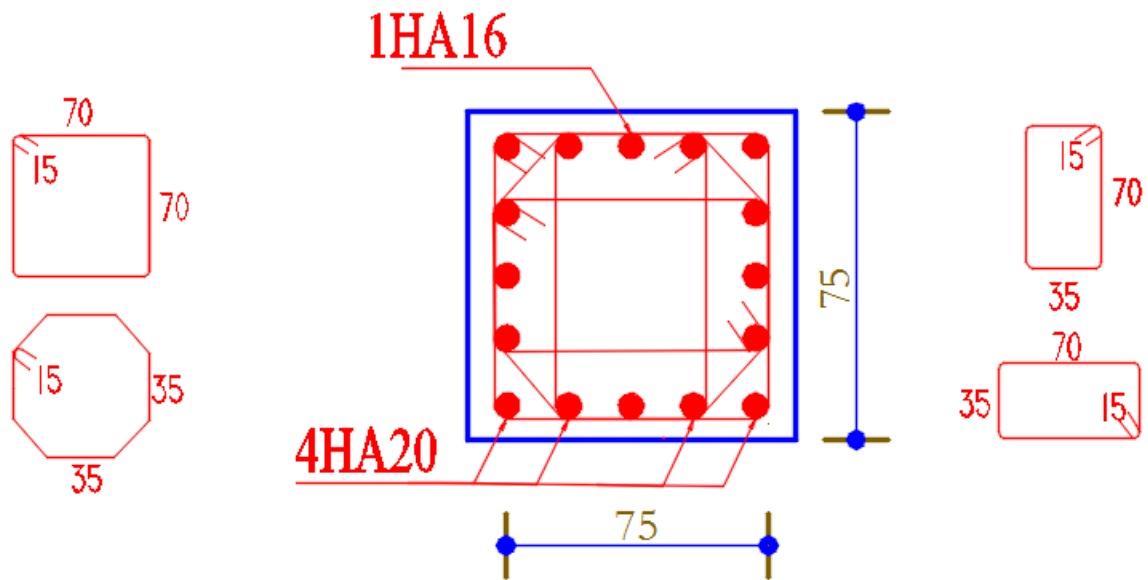
Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
ES 1	787.32	393.66	1180.98	112,89	65,11	222.5	Vérifiée
RDC	787.32	393.66	1180.98	112,89	65,11	222.5	Vérifiée
1	677.376	338.688	1016.064	112,89	65,11	222.5	Vérifiée
2	677.376	338.688	1016.04	112,89	65,11	222.5	Vérifiée
3	677.376	338.688	1016.04	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, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓

➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$
 Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

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

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% b \times l_t$$

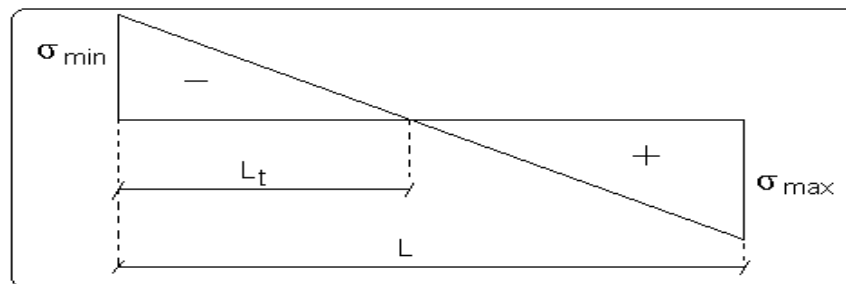


Figure IV-6 : Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \frac{696,638 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1,3} + \frac{39,5814 \times 10^{-3}}{0,031124166} 0,65 = 3,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \frac{778,5712 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1,3} - \frac{4,7065 \times 10^{-3}}{0,031124166} 0,65 = 3,42 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{2,326 \times 1,3}{3,972 + 2,326} = 0,67 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0,2\% 0,17 \times 0,48 = 2,27 \text{ cm}^2$$

❖ 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

$A_h = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

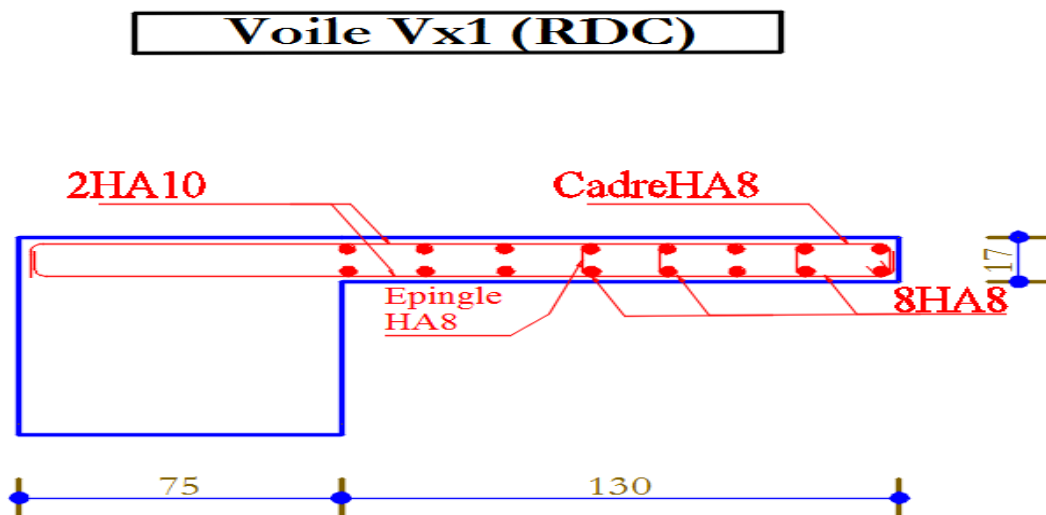


Figure IV-7 : Ferrailage du voile Vx1

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 ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,7^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 \cdot 3,216 \cdot 10^7}} = 0,86m$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 86 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 90 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,9^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,74 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,7 \leq \frac{\pi}{2} 3,74 = 5,87 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ 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).

$$N = 64,861 \text{ MN} > 1,5 \times 3,4 \times 385,9 \times 10 = 25,7 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

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 :

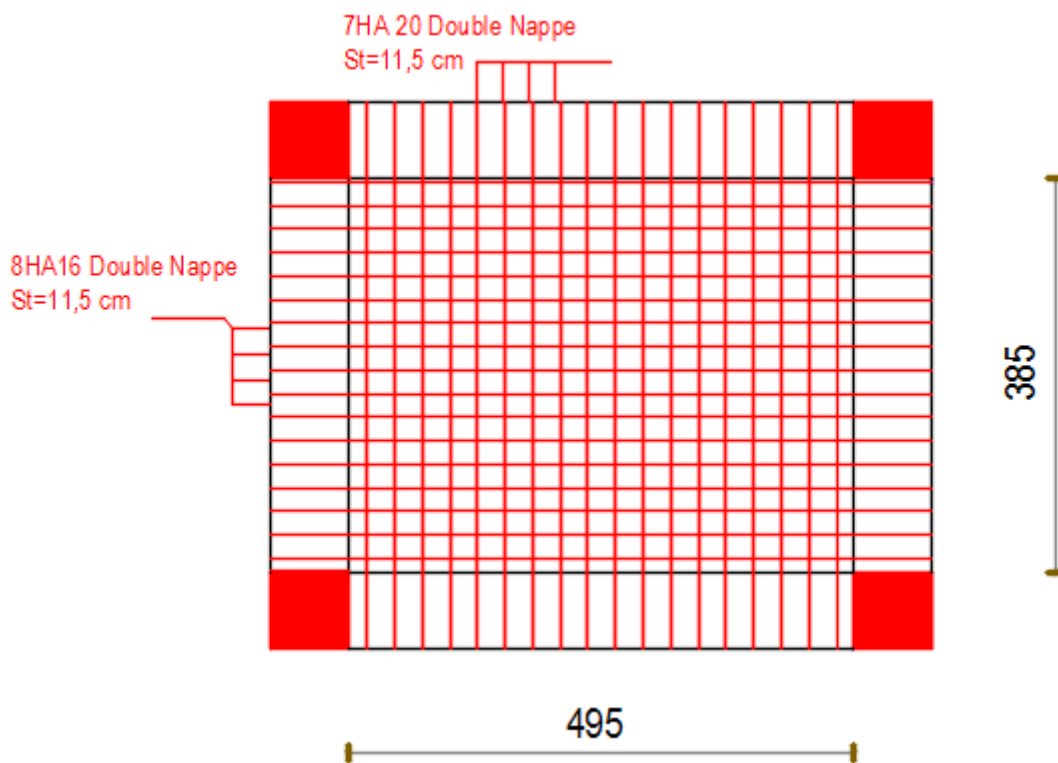
Tableau V-5 : Section d'armatureur du radier à l'ELS

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

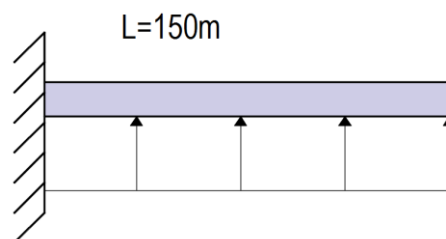
- **Vérification des espacements:**
 $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

➤ **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**

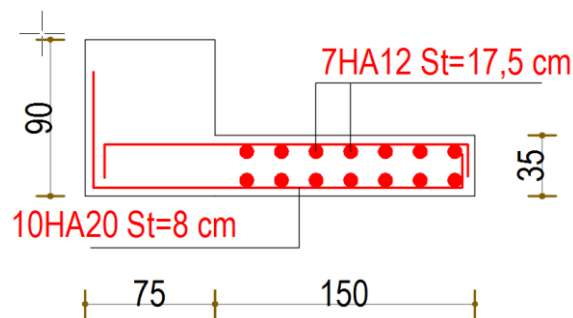


Figure V-2 : Schéma de ferrailage du débord

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 :

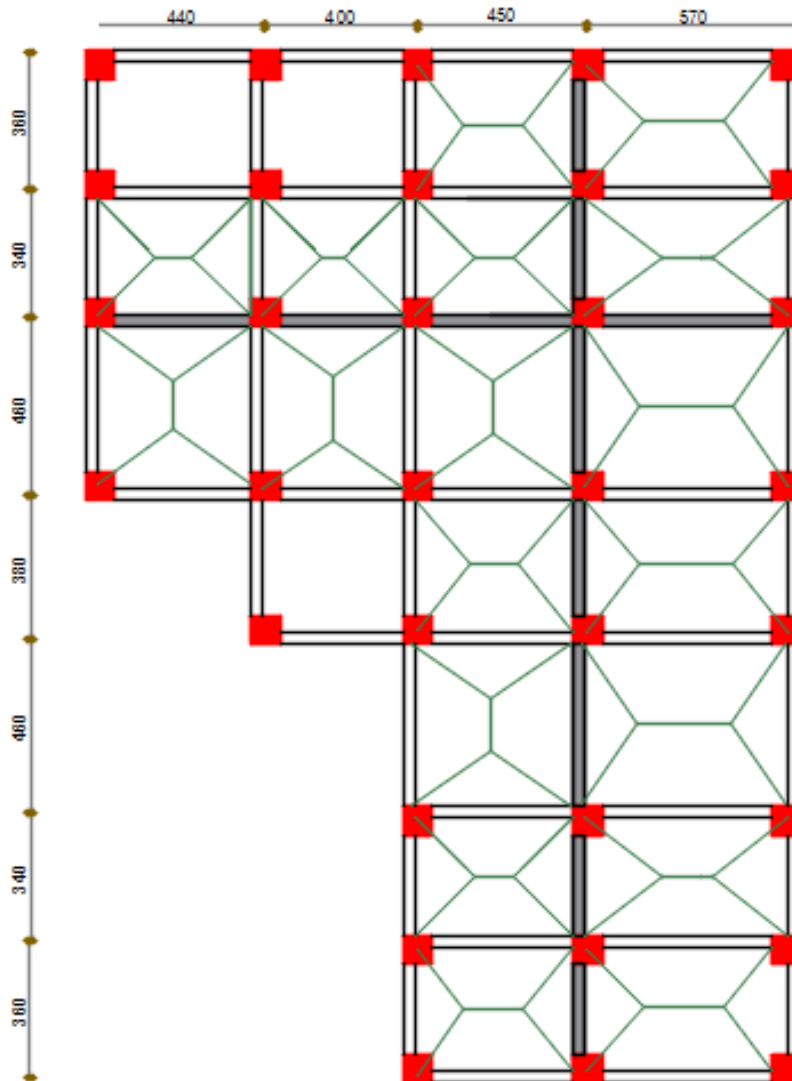


Figure V-3 : Schéma des lignes de rupture du radier

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**

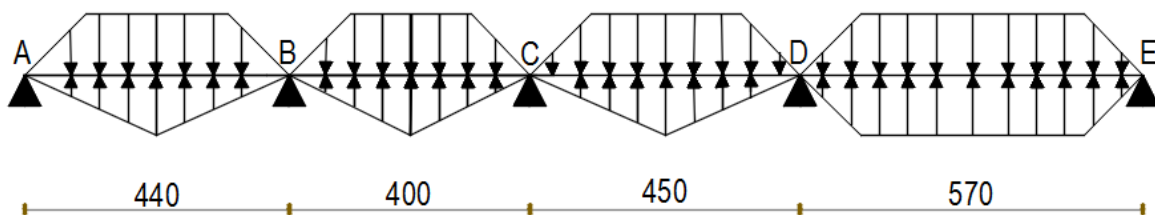


Figure V-4 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

• **Sens Y-Y**

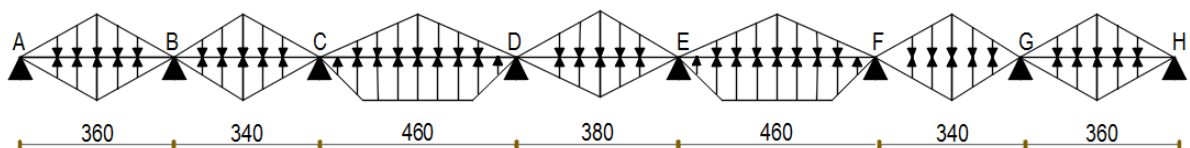


Figure V-5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y

• **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**

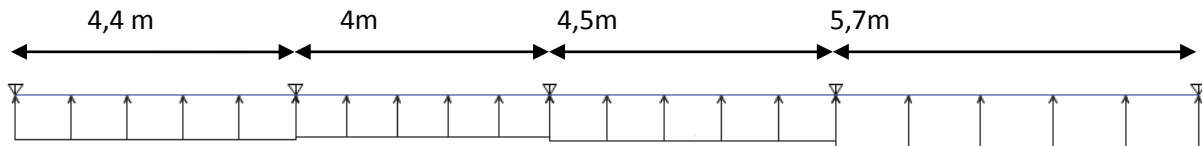


Figure V-6 : Schéma statique de la nervure selon le sens x-x.

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:

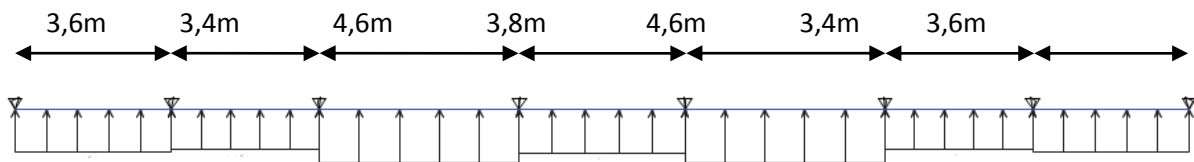


Figure V-7 : Schéma statique de la nervure selon le sens y-y.

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.

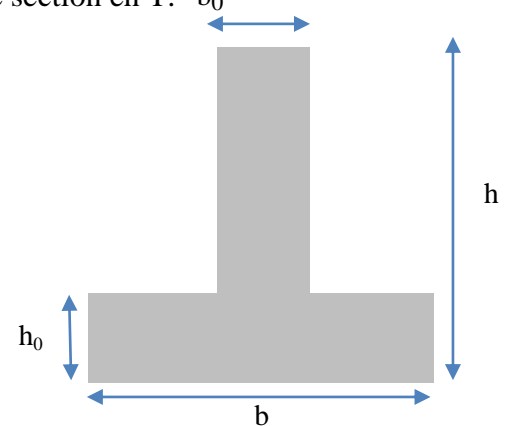


Figure V-8 : Schéma des nervures

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 ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

- **Vérifications nécessaires**

- ✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Selon le Sens (x): } \tau_u = \frac{1952,54 \times 10^{-3}}{1,28 \times 0,85} = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Selon le Sens (y): } \tau_u = \frac{1358,49 \times 10^{-3}}{1,4 \times 0,85} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- ✓ **Vérification des contraintes**

Tableau V-14 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	714,06	22,11	2429049,4	6,50 < 15	Vérifiée	277,31 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	1465,50	17,04	1473357,3	16,95 > 15	N.Vérif.	1014 > 201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	343,90	15,48	1338835,9	3,98 < 15	Vérifiée	267,87 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	892,52	15,48	1338835,9	10,32 < 15	Vérifiée	695,20 > 201,63	N.Vérifiée

Remarque

La contrainte de compression du béton n'est pas vérifiée dans le sens x-x en appui.

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, 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

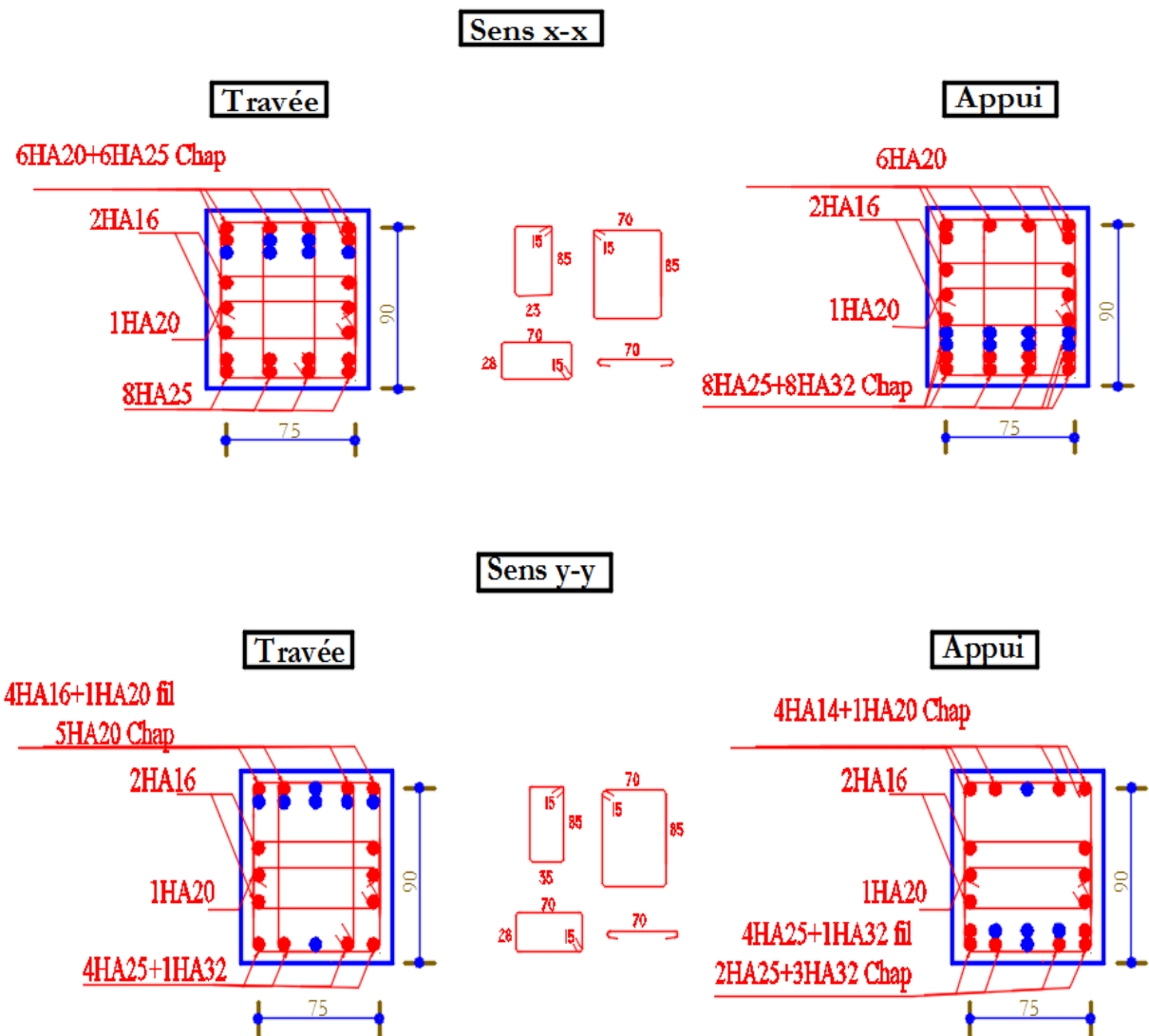
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

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

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

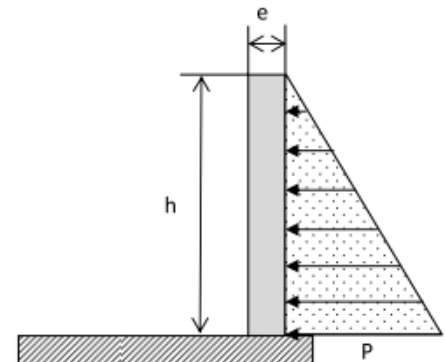
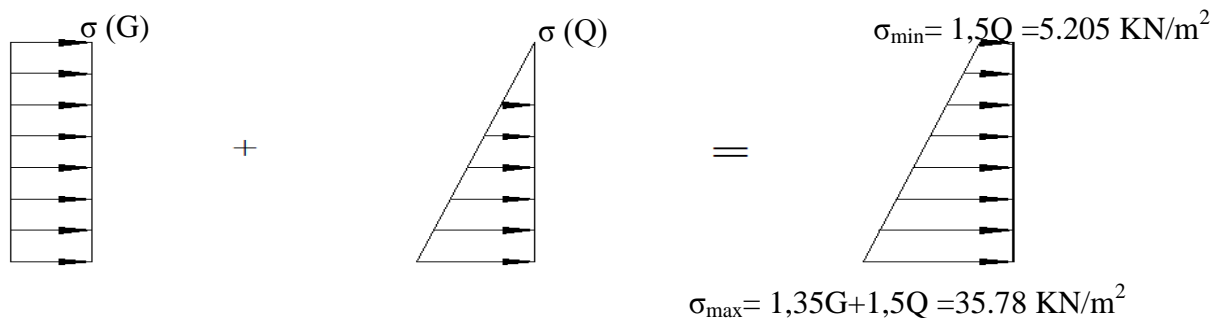


Figure V-10 :-Poussée des terres sur le mur périphérique.

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 :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 35.78 + 5.205}{4} = 21.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 21.14 \text{ KN/ml}$$

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

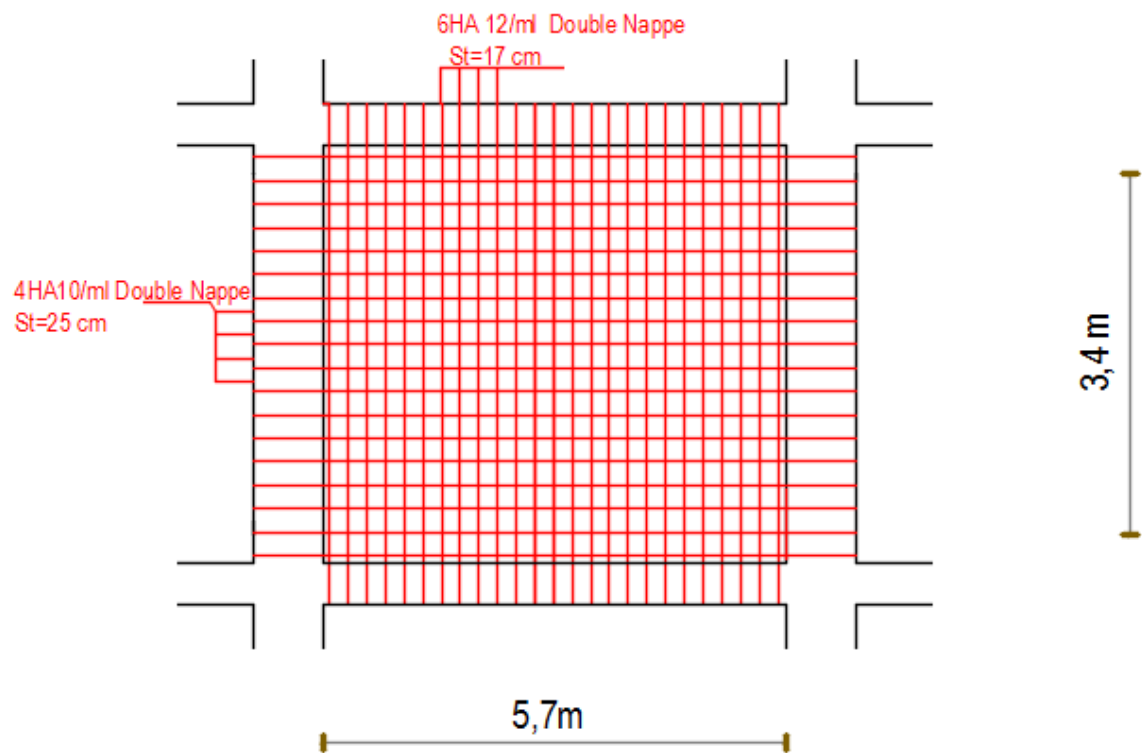
Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	16.82	4.35	8355.18	8.76 < 15	Vérifiée	321.59 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	4.74	3,31	7645.3	2.05 < 15	Vérifiée	108.78 > 201,63	Vérifiée
Appui		-9.895	3,31	7645.3	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 ferrailages (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

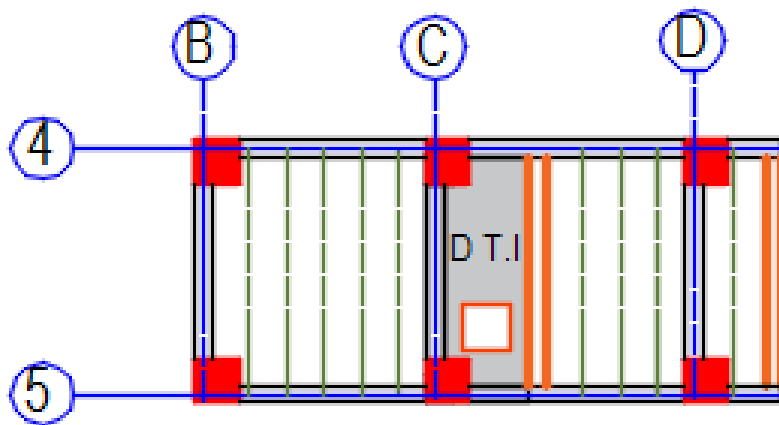
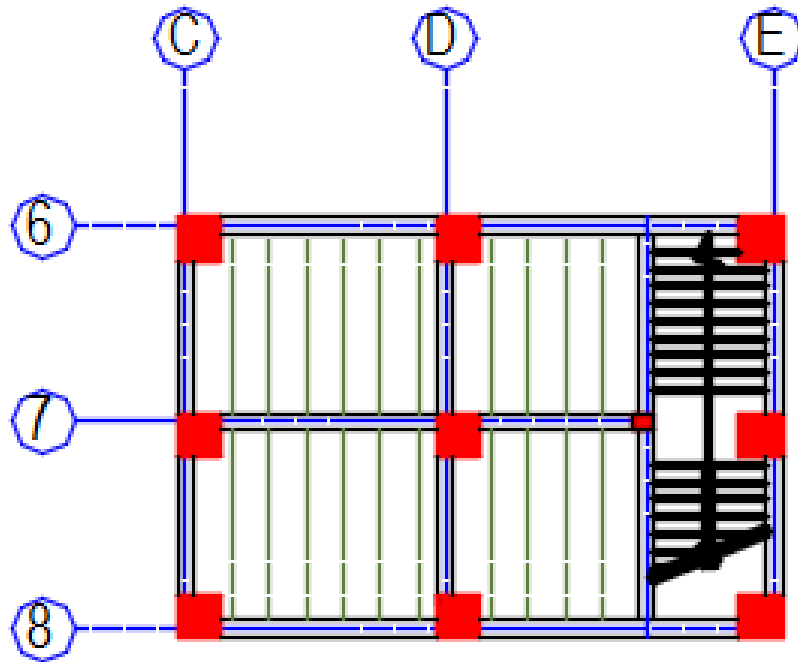
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 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

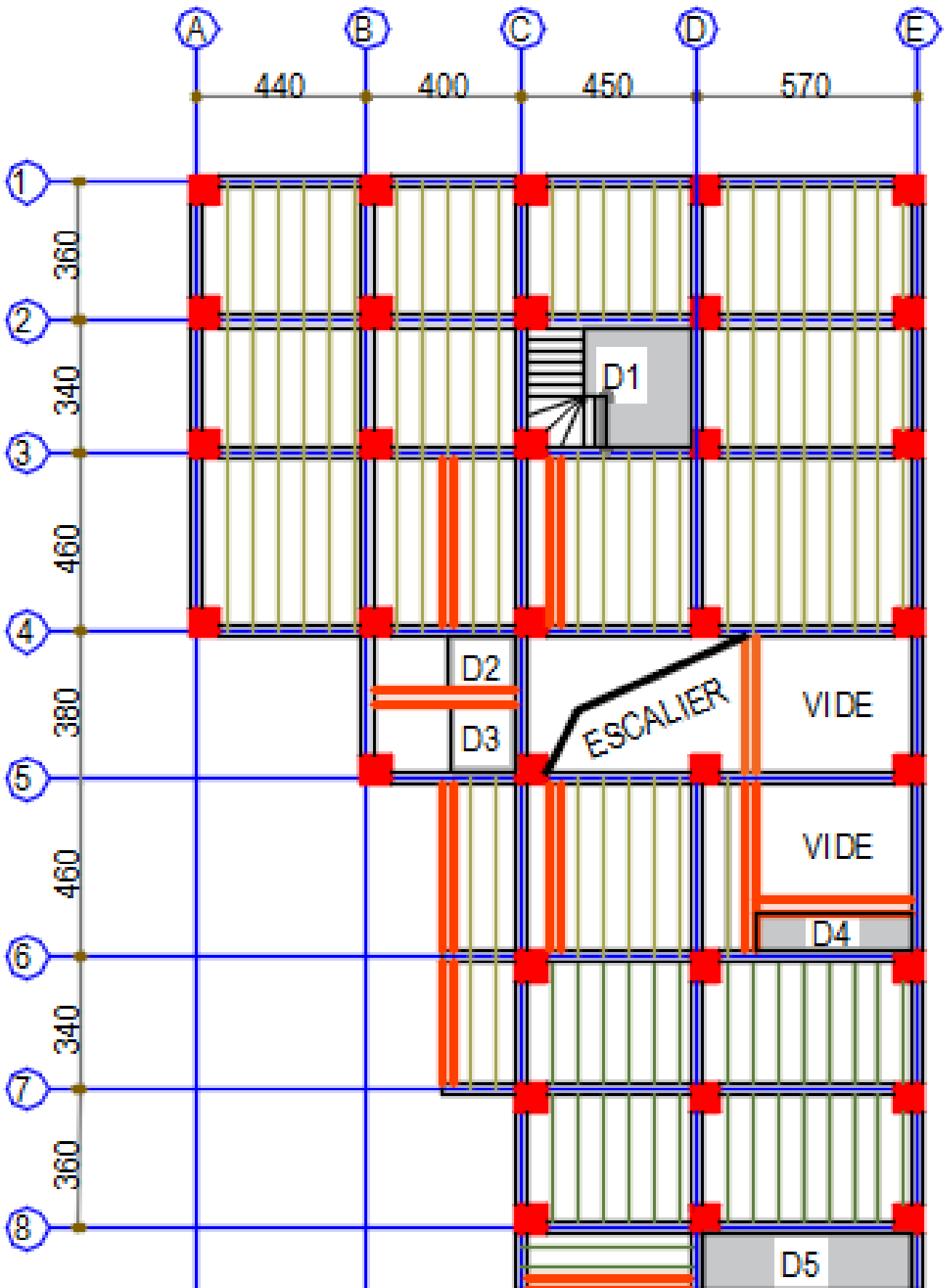
ANNEXE 2
Plans de disposition des poutrelles, et
repérage des dalles pleines

PLANCHIER
ENTRE SOL 2

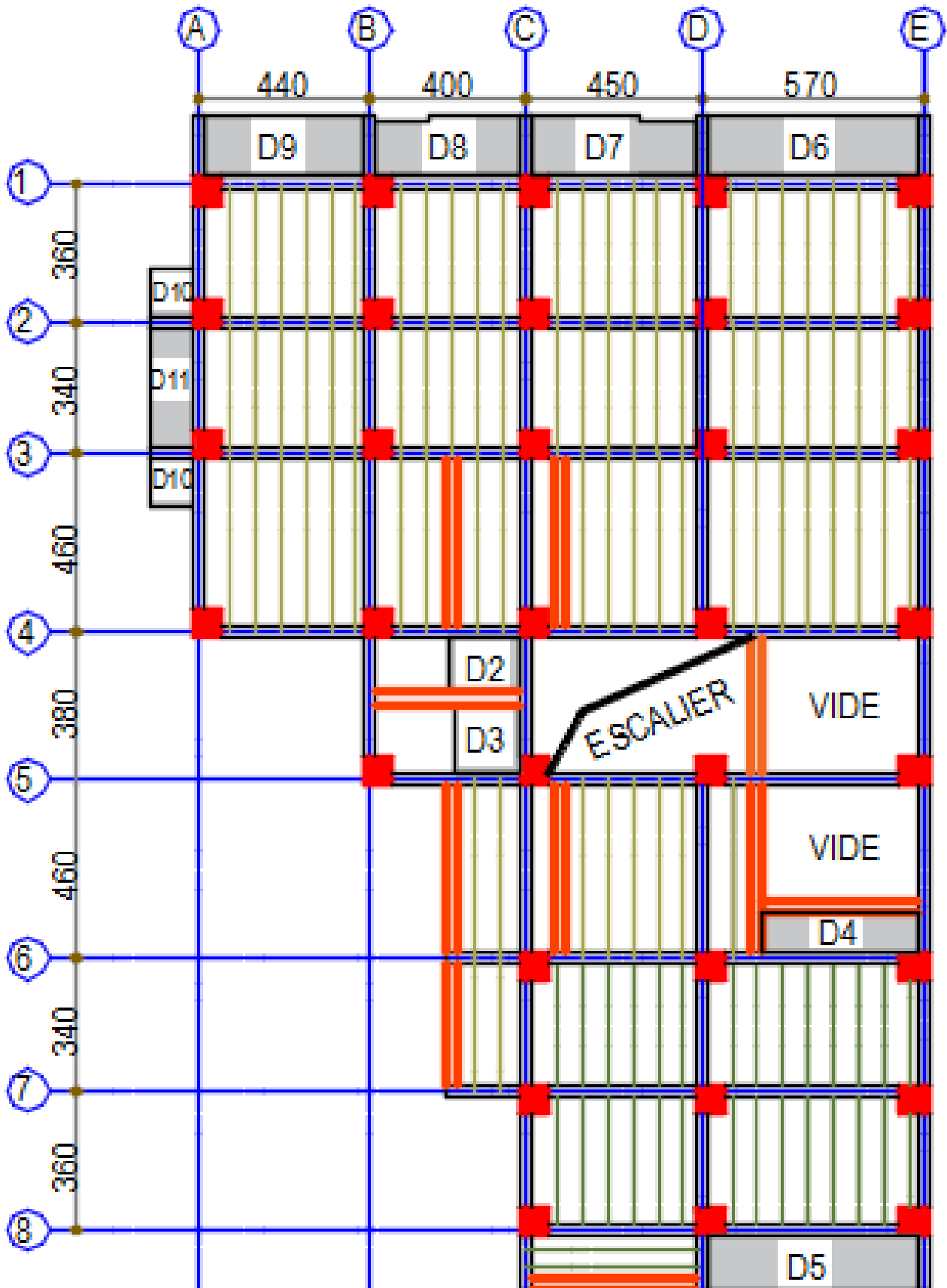


PLANCHIER Terrasse
inaccessible

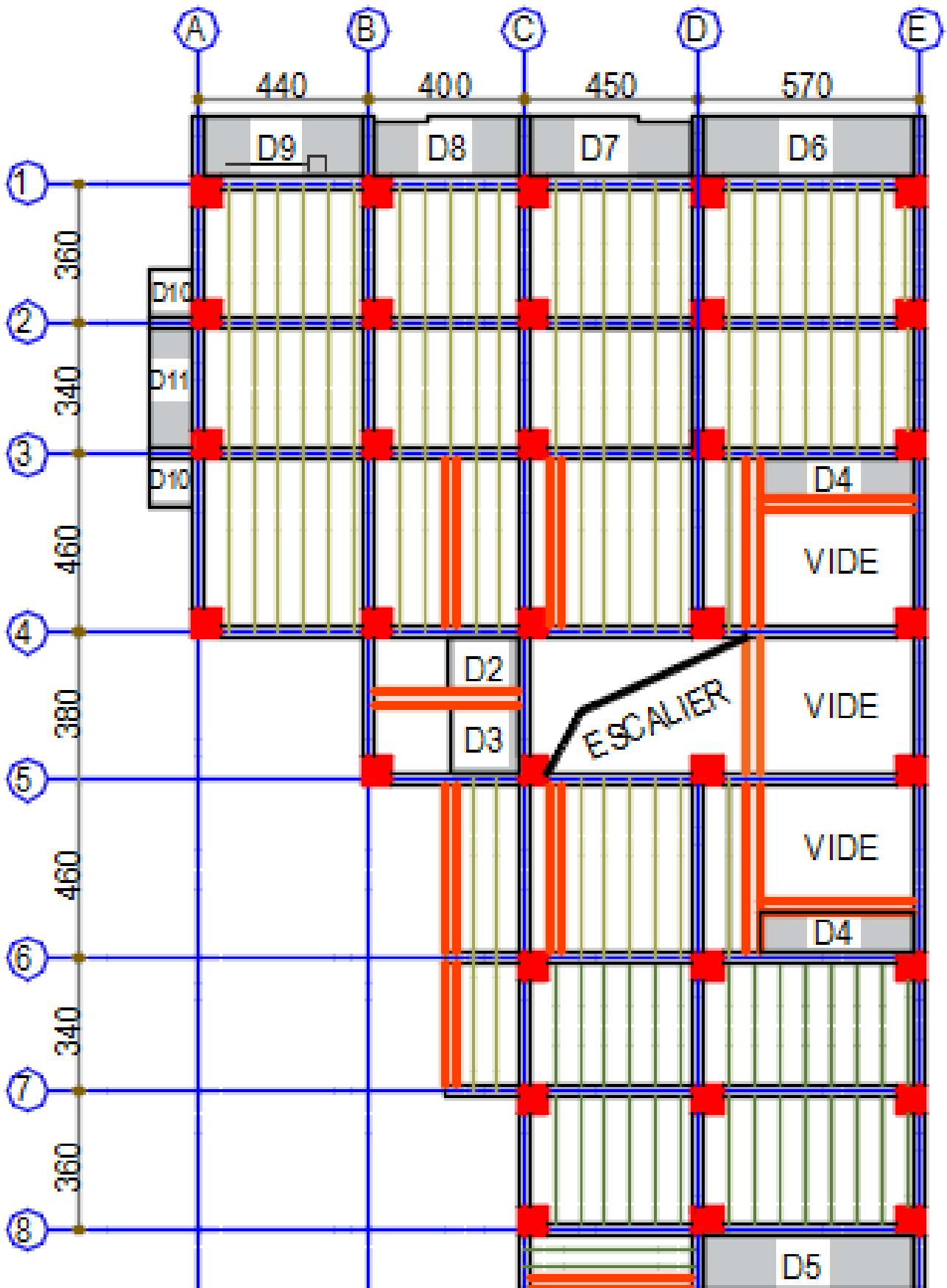
PLANCHIER
ENTRE SOL 1



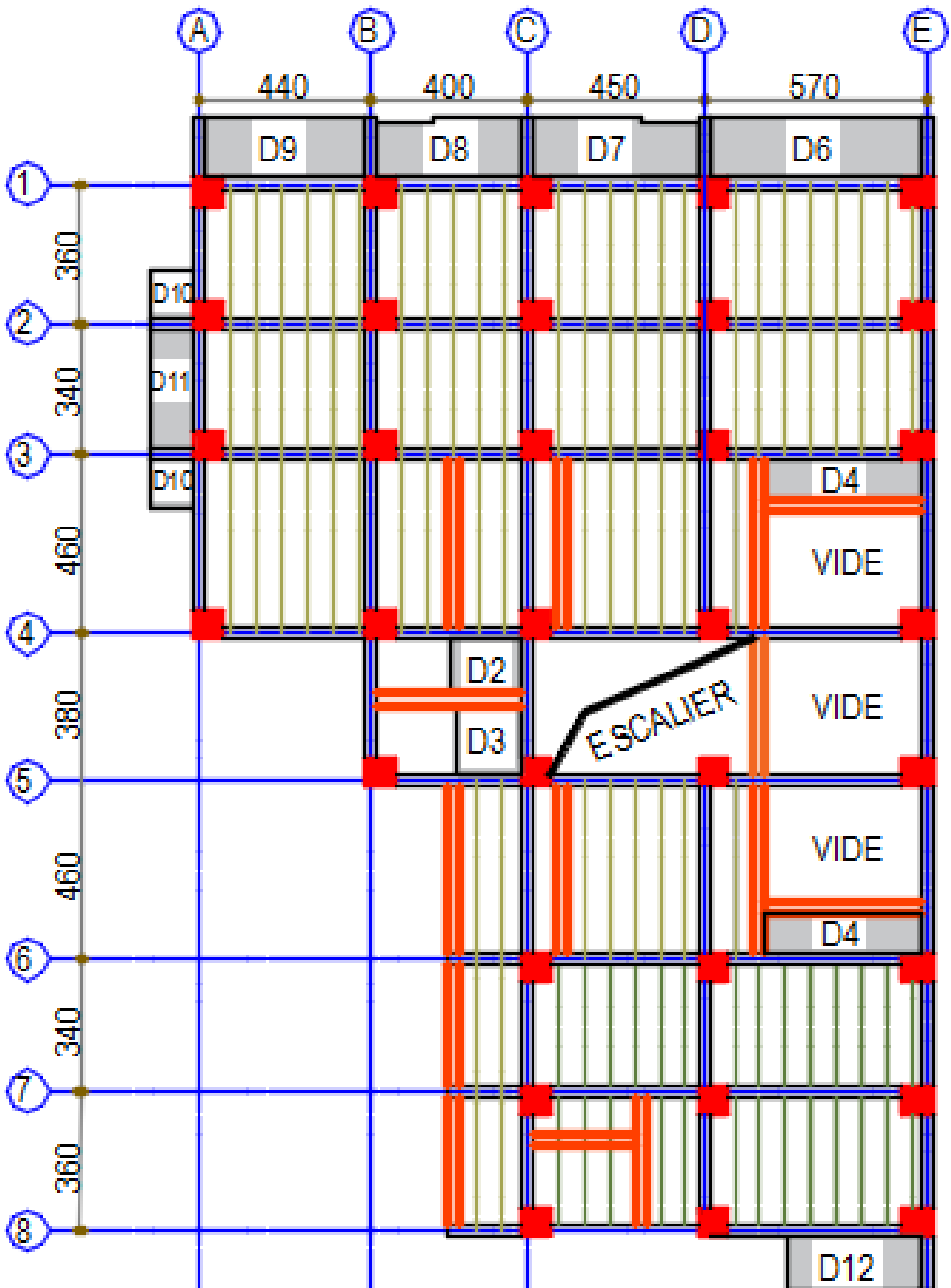
PLANCHIER
RDC



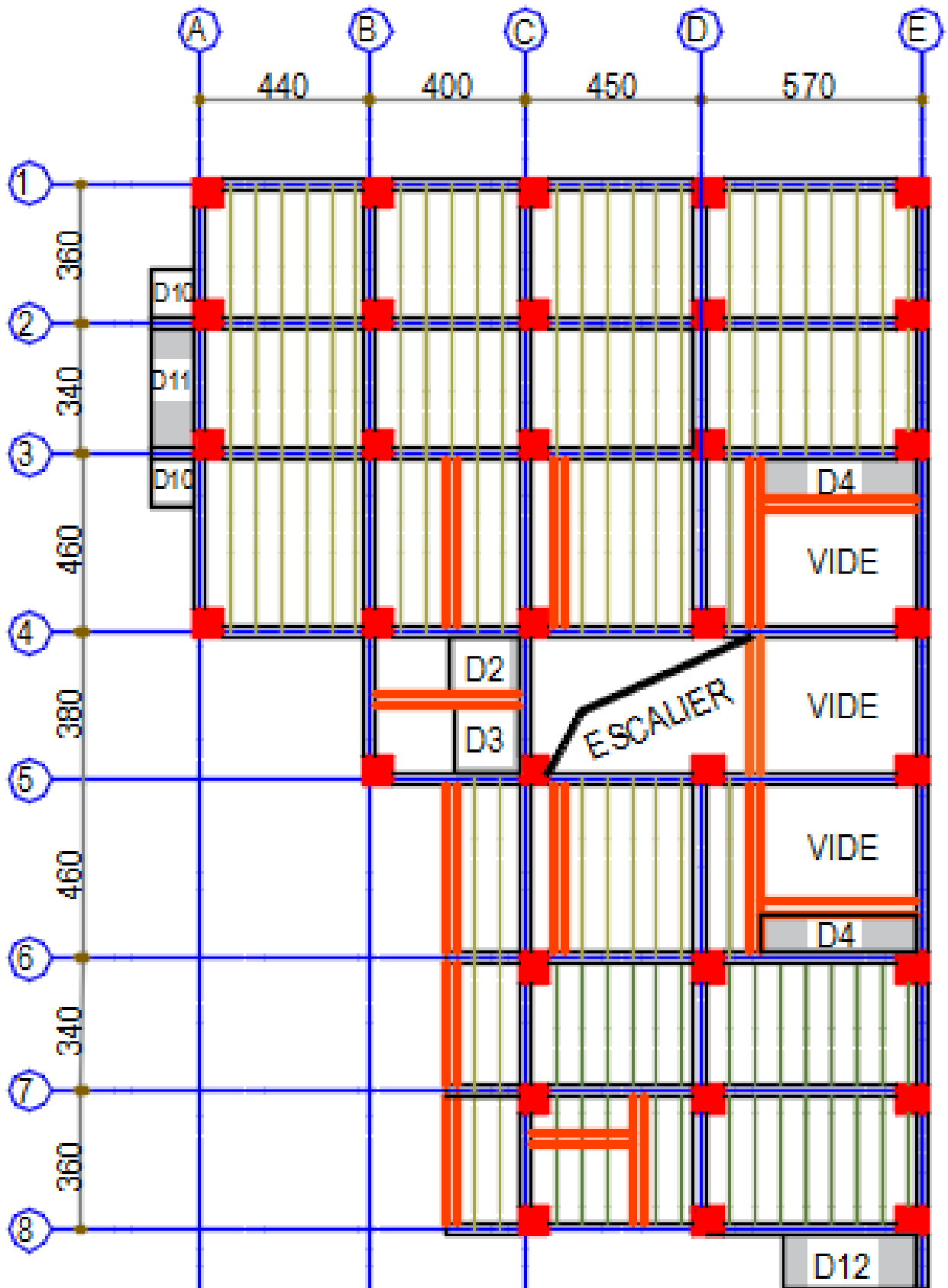
PLANCHIER 1er
-2em-3em-4em etage



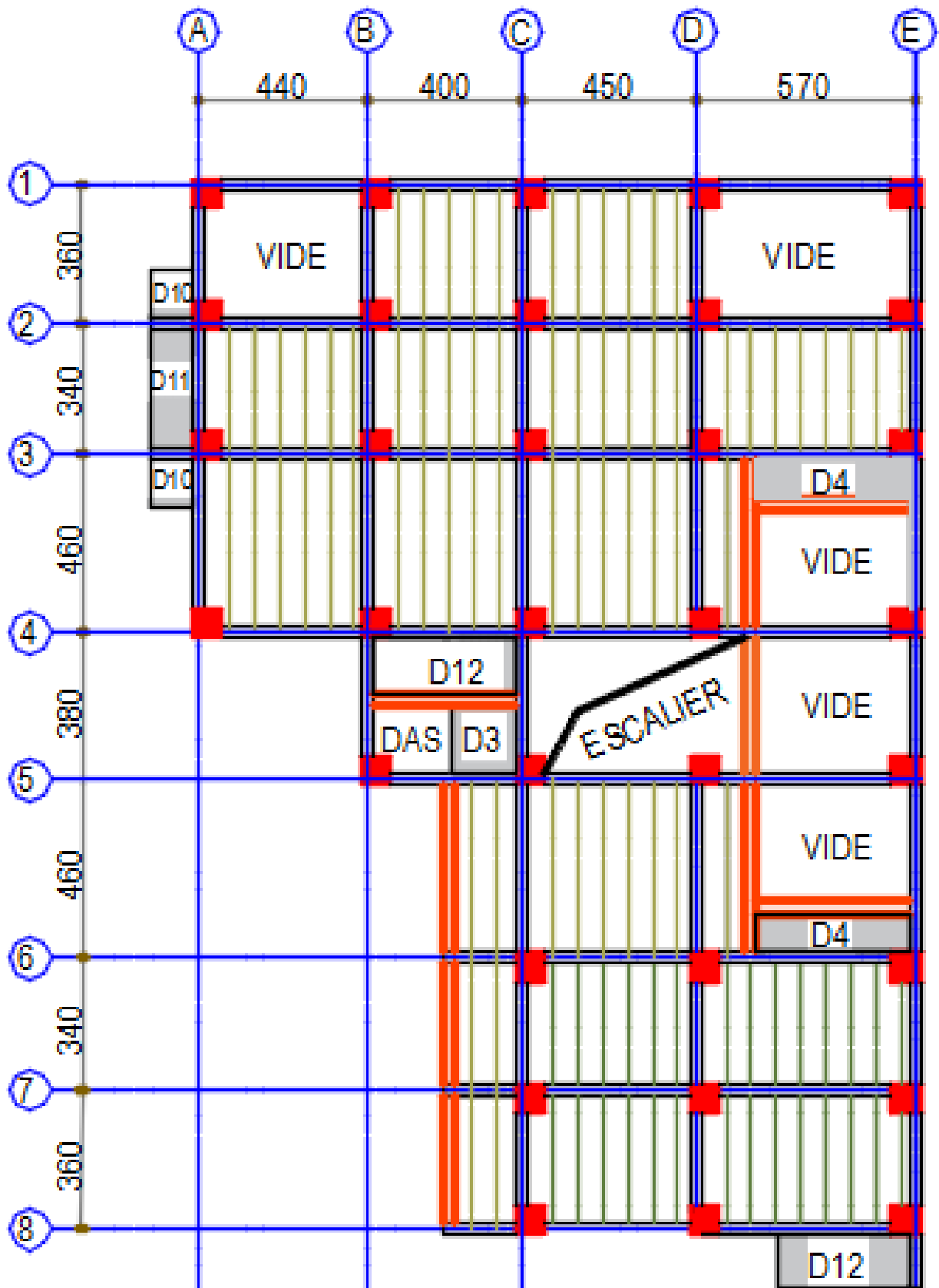
PLANCHIER 5em -
6em etage



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

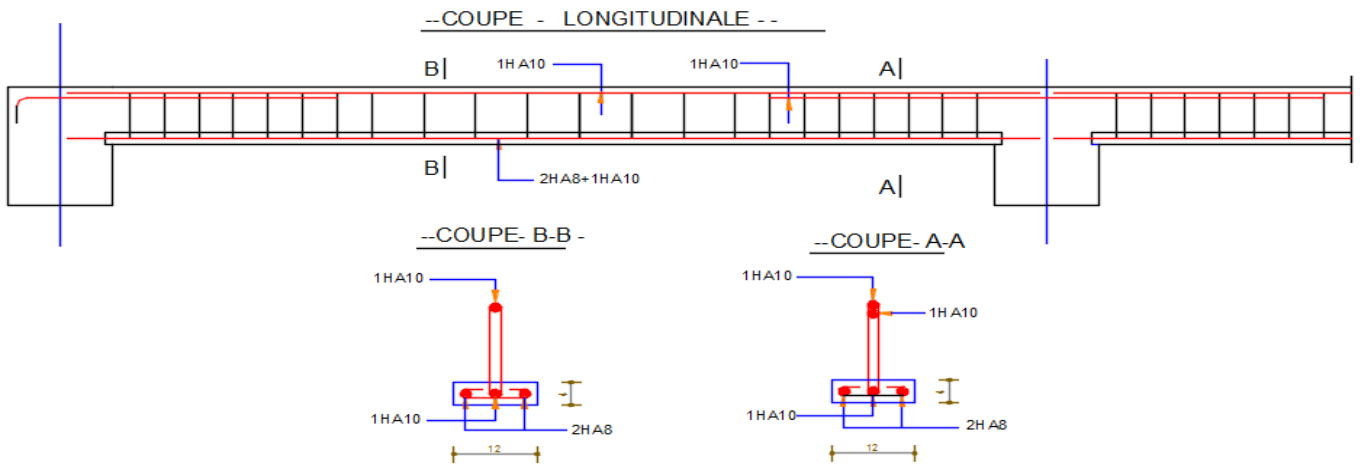
ANNEXE 4

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

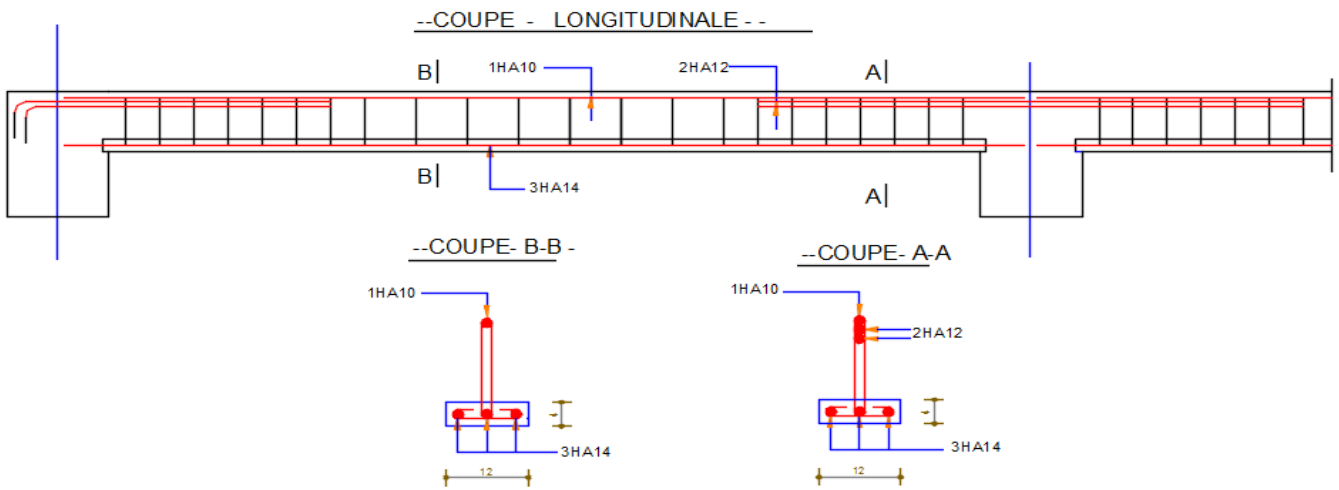
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	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

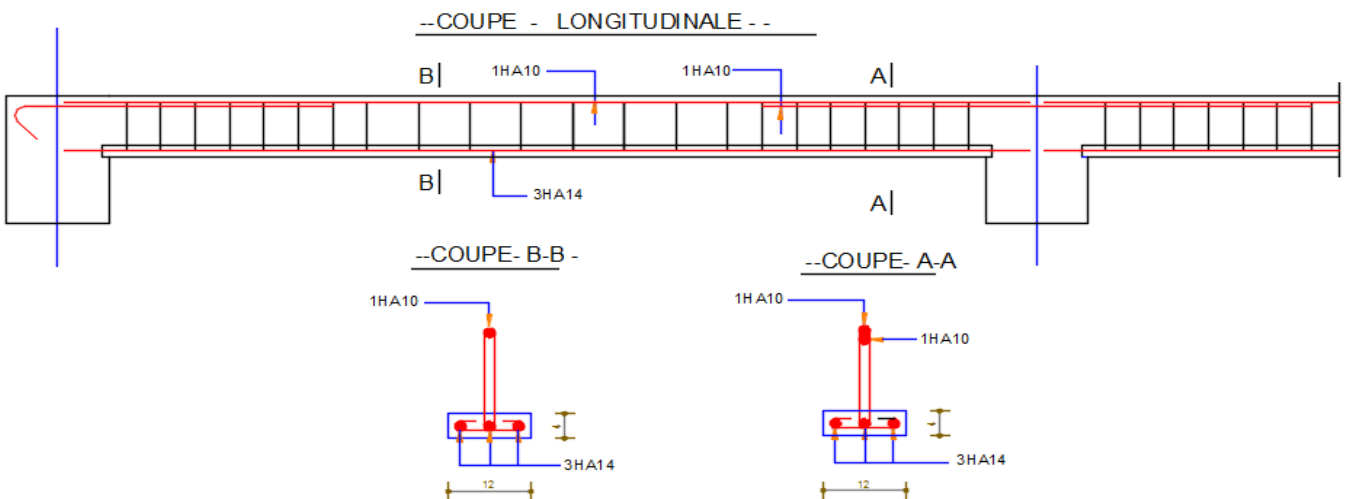


Entre sol 1



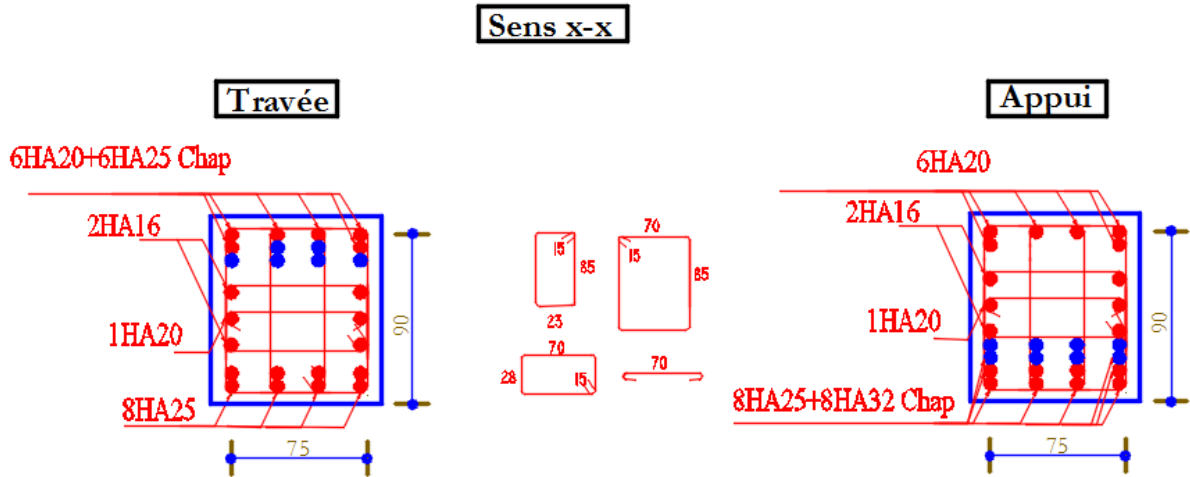
Commerce

De 1er entre sol - Etage 5

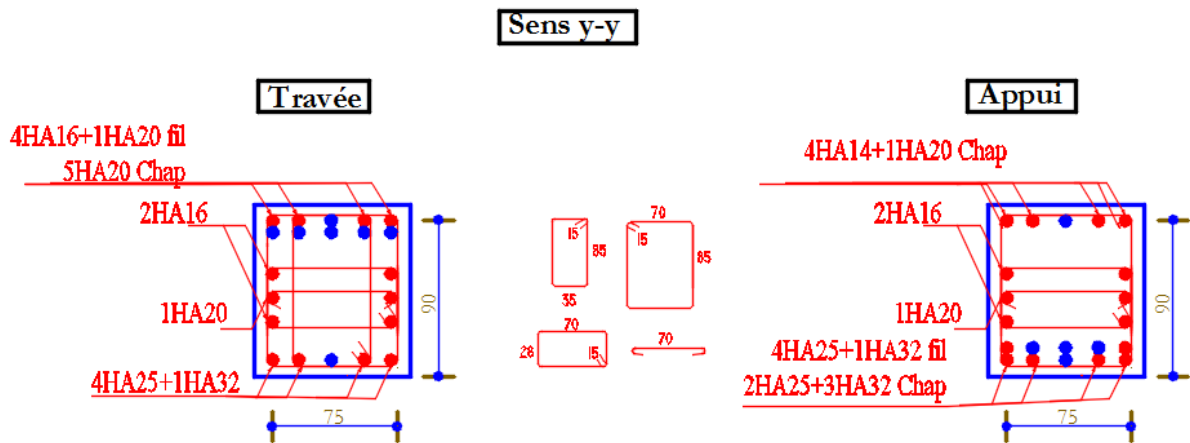


Schémas de ferrailage des nervures

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)

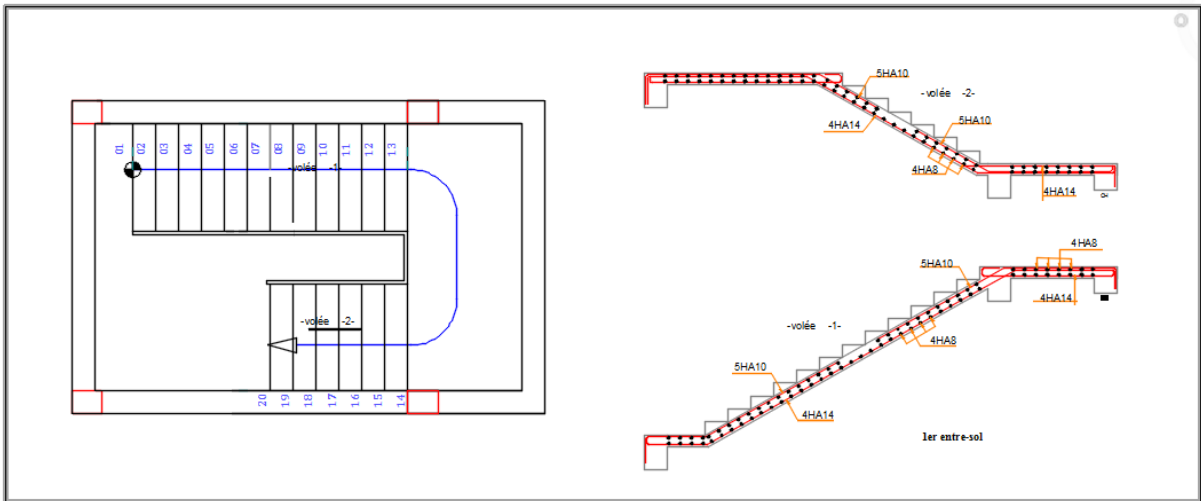
A tout mon club « TERRE D' AVENTURES ALGERIE »

Et finalement, à ma binôme « Kahina ».

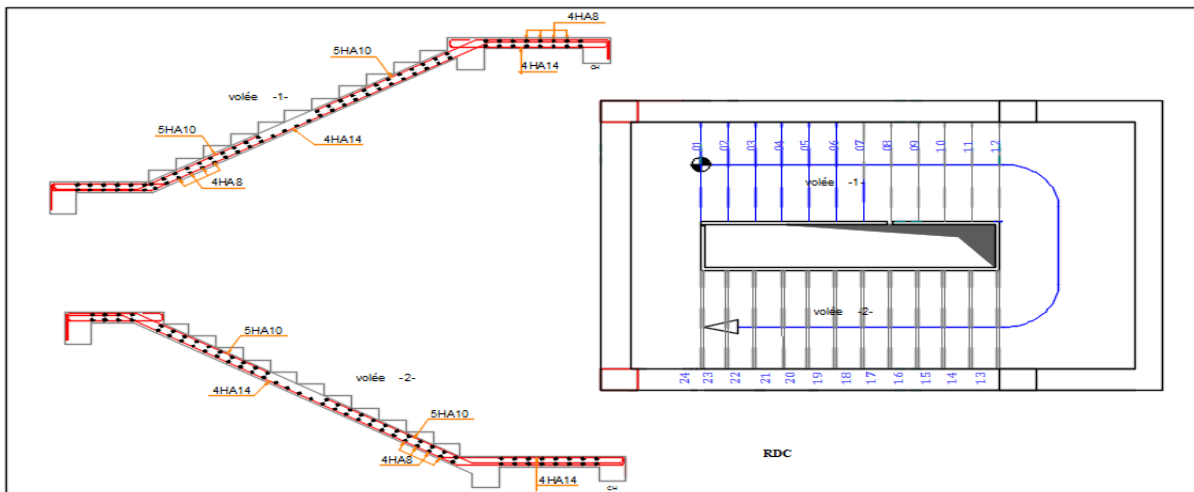
REDOUANE DJEMA

Schemas de ferrailage des escaliers

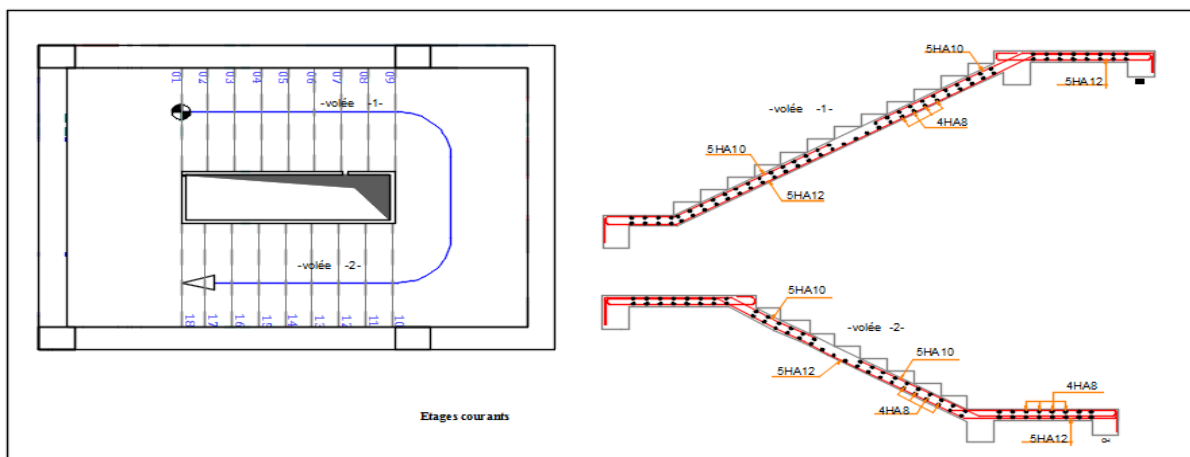
Entre sol 1



RDC

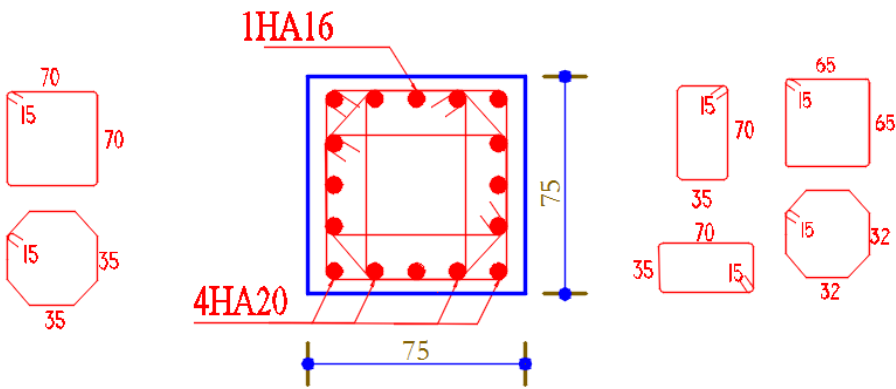


Etage courant

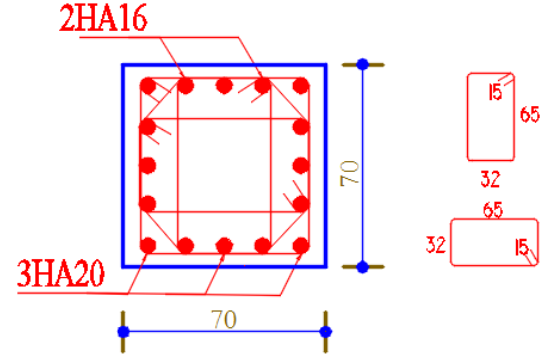


Schémas de ferrailage des poteaux

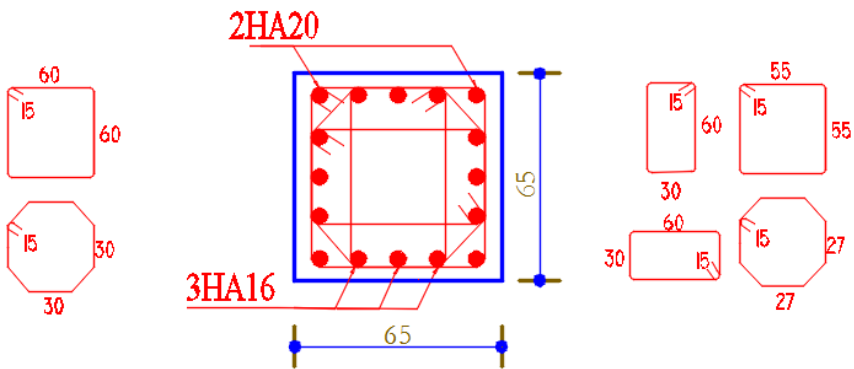
POT (75x75)



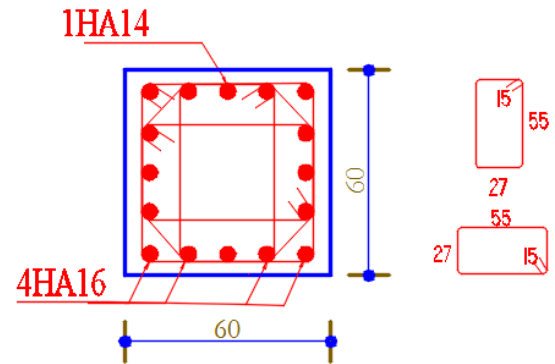
POT (70x70)



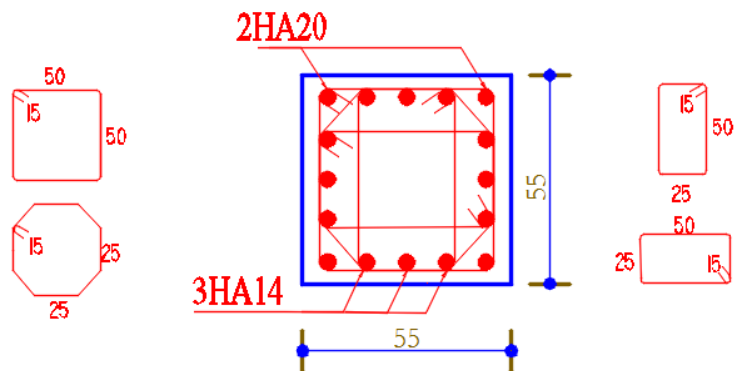
POT (65x65)



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