



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

Université A. Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du master en Génie Civil

Option : structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+8+SOUS SOL) A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE
(VOILES + PORTIQUES)**

Présenté par :

M^{elle} : MAOUCHI Khadidja

M^{elle} : MOUHOUS Tinhinane

Encadré par :

M^r : SERIKMA.M

JURYS:

M^r: OURETMACHE

M^r: BANOUNE

Promotion: 2019-2020

Remerciements

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et beaucoup de sacrifices, nos remerciements vont d'abord au créateur de l'univers qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr SERIKMA qui nous a aidé avec ces remarques pertinentes.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

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

Dédicaces

je tiens à témoigner ma reconnaissance à mes très
chers parents, qui ont toujours cru en moi et qui
m'ont soutenu tout au long de ces nombreuses
années d'études

A mes très chères sœurs

MEDINA, AMINA, THANINA et SABINE

Une pensée particulière à ma chère grand-mère
DJIDA paix a son âme

A MES PROCHES TANTES ET ONCLES ET A TOUS
MES AMIS et exceptionnellement pour TB

A MA binôme EN OR ET LA MEILLEURE
RENCONTRE

KHADIDJA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A ma chère famille qui ont tant donné pour me voir
réussir.

A ma chère maman Hasina.

A mon très cher frère Ghiles.

A la mémoire de mon très cher père L'aziz.

A mes très chers grands parents Louiza et lakhdar.

A mon cher beau-père Hamid.

A Mon cher compagnon Nassim.

A mes très chères tantes et oncles Houria, Farida,
Khadidja, Salah, Achour

A mes très chers cousins Dihya, Hafsa, Anissa, Samia,
Zahia, Salim, Fares, Youssef, Nadir, Larbi

A ma deuxième famille Belkacem, Olga, Lynda, Nadia,
Nassim

A tous mes amis Samia, Zahwa, Sarah, Kenza

Et à ma chère binôme Khadidja

THINHINANE

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Généralités

I.1) Introduction.....	1
I.2) Présentation de l'ouvrage	1
I.3) Caractéristiques de la structure	1
I.3.1) Caractéristiques géométriques.....	1
I.3.2) Caractéristiques structurales	1
I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux.	2
I.5) Sollicitation de calcul	3
I.6) Règlements utilisés.....	4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1) Introduction	4
II.2) Pré dimensionnement des éléments.....	4
II.2.1) Les poutres.....	4
II.2.2) Les voiles	5
II.2.3) Les planchers.....	6
II.2.3.1) Plancher à corps creux.....	6
II.2.3.2) Plancher en dalle pleine	7
II.3) Evaluation des charges et surcharges	8
II.4) Les poteaux	12

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1) Introduction	20
III.2) Calcul des planchers	20
III.2.1) calcul du plancher a corps creux.....	20
III.2.2) calcul des dalles pleines	41
III.3) l'ascenseur	56
III.4) les escaliersv	56
III.5) la poutre palière	64
III.6) l'acrotère.....	68

Chapitre IV : Etude sismique

IV. 1) Introduction	74
IV. 2) modélisation.....	74
IV. 3) Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	78

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1) introduction.....	86
V.2) Etude des poutres	86
V. 3) Etude des poteaux.....	93
V.4) Etude des voiles.....	102

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction	109
IV.2) Vérification de la semelle isolée	109
IV.3) Vérification de la semelle filante.....	110
IV.4) Radier général	112
IV.5) Etude de nervure.....	117
IV.6) Voile périphérique.....	121

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Rapport de sol

Les Plans

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : dimension des poutres principales	4
Fig. I .2 : dimension des poutres secondaires	4
Fig. I.3 : coupe transversale d'un voile	5
Fig. II.4: vue en plan d'un voile	5
Fig. II.5: coupe transversale d'un plancher à corps creux	7
Fig. II.6: dimension de panneau de dalle sur deux appuis	7
Fig. II.7: dimension de panneau de dalle sur trois appuis	8
Fig. II.8 : dimension de panneau de dalle sur quatre appuis	8
Fig. II.9: Coupe transversale dans Le plancher terrasse inaccessible.....	9
Fig. II.10: coupe transversale dans Le plancher étage courant	9
Fig. II.11: Mur extérieur et mur intérieur	10
Fig. II.12: Surface afférente de Poteau C,2.....	13
Fig.III.1 : moment d'une poutre à plus 2 travées	21
Fig. III.2: moment d'une poutre à 2 travées	21
Fig. III.3: Effort tranchant d'une poutre à 2 travées	21
Fig. III.4: Effort tranchant d'une poutre à plus de 2travées	21
Fig.III.5: plan de disposition des poutrelles.....	22
Fig. III.6: coupe transversale des poutrelles.....	23
Fig. III.7: Schéma statique de la poutrelle type 3	24
Fig. III.8: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	40
Fig. III.9: Panneau de dalle sur 4 appuis et 2 appuis	41
Fig. III.10: Section de calcul de la dalle	42
Fig. III.11: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	48

Fig. III.12: schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis	49
Fig. III.13 : panneau de dalle sur 3 appuis	49
Fig. III.14: schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	52
Fig. III.15 : Panneau de dalle sur 2 appuis	52
Fig. III.16: schéma de ferrailage du balcon.....	56
Fig.III.17: dimension d'ascenseur	56
Fig. III.18: Détail de l'escalier	57
Fig. III.19: schéma statique escalier à deux.....	57
Fig.III.20 : schéma statique de l'escalier.....	59
Fig. III.21: Schéma statique avec chargement	59
Fig. III.22: Schéma statique du palier intermédiaire	62
Fig. III.23: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	64
Fig. III.24: schéma statique de la Poutre palière avec chargement.....	64
Fig. III.25: Schéma de ferrailage de la poutre palière	68
Fig.III.26: Acrotère.....	68
Fig.III.27: Schéma de ferrailage de l'acrotère	73
Fig. IV. 1 : Spectre de réponse sens X-X et sens Y-Y	77
Fig. IV.2 : disposition des voiles adoptés	78
Fig. IV. 3 : mode 1 translation suivant Y-Y.....	79
Fig. IV.4 : mode 2 translation suivant X-X.....	79
Fig. IV.5 : mode 3 rotation suivant Z-Z.....	80
Fig. IV.6 : vue en 3D obtenu par le logiciel ETABS	80
Fig. V.1 : Poutres non associées aux voiles.....	91
Fig. V.2 : Poutres associées aux voiles	92

Fig. V.3 : zone nodale.....	93
Fig. V.4 : section d'un poteau	98
Fig. V.5: Répartition des moments dans la zone nodale.	99
Fig. V.6: Schéma de ferrailage de poteaux.....	101
Fig. V.7 : Schéma des contraintes	106
Fig. V.8 : schéma de ferrailage du voile.....	108
Fig. VI.1 : semelle isolé	110
Fig. VI.2 : Semelle filante	110
Fig. VI.3 : Schéma de ferrailage du radier.....	117
Fig. VI.4 : Section de la nervure à ferrailer.....	117
Fig. VI.5 : schéma de ferrailage des nervures	120
Fig. VI.6: Diagrammes des contraintes	121
Fig. VI.7: schéma de ferrailage du voile périphérique	123

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Évaluation des charges d'exploitations des différents éléments	8
Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant et terrasse inaccessible à corps creux	9
Tableau II.3 : Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine	10
Tableau II.4 : Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs et intérieurs	11
Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitations revenant au palier en dalle pleine	11
Tableau II.6 : Évaluation des charges revenant aux volées	12
Tableau II.7 : Évaluation des charges revenant au palier	12
Tableau II.8 : Evaluation des charges permanents et d'exploitation revenant au balcon	13
Tableau II.9 : dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres	14
Tableau II.10 : Résultat de la descente de charge du poteau le plus sollicité	15
Tableau II.11 : Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités	17
Tableau II.12 : Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités	18
Tableau II.13 :Dimensions des Poteaux	19
Tableau III.1 combinaisons d'actions	23
Tableau III.2 : type de poutrelles de plancher courant et terrasse inaccessible	24
Tableau III.3 : Les moments isostatiques en travées.....	25
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type1.....	27
Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type1	27
Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 2.....	28
Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 2	28
Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 3.....	28
Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 3	28
Tableau III.10 : Les Type de poutrelle du plancher étage courant	28
Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (Type 1	29
Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type1	29
Tableau III.13 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (Type 2	29
Tableau III.14 : Sollicitation à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2.....	29
Tableau III.15 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (Type 3	30

Tableau III.16 : Sollicitation à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 3.....	30
Tableau III.17 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	39
Tableau III.18 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	39
Tableau III.19 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.....	39
Tableau III.20 : Le ferrailage des différentes poutrelles	40
Tableau III.21 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	40
Tableau III.22 : Données des différents types de dalles pleines.....	41
Tableau III.23 : ferrailage des deux panneaux de dalle D1 et D 4	44
Tableau III.24 : Tableau des vérifications à l'ELS	46
Tableau III.25 : résultats de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	50
Tableau III.26 : résultats de ferrailage du balcon	53
Tableau III.27 : Escalier d'accès au sous-sol, RDC et étage courant	58
Tableau III.28 : Tableau de ferrailage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis	60
Tableau III.29 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	61
Tableau III.30 : Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	61
Tableau III.31 : Le ferrailage du palier intermédiaire	62
Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'ELS	63
Tableau III.33 : Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S.....	65
Tableau III.34 : Vérification des contraintes à l'ELS	67
Tableau III.35 : Évaluation des charges revenant à l'acrotère.....	68
Tableau III.36 : Différentes combinaisons à utiliser	70
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités	76
Tableau IV.2 : période et taux de participation massique.....	78
Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles	81
Tableau IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	82
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit.....	82
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements (Sens x-x)	83
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements (Sens y-y)	83
Tableau IV.8 Vérification de l'effet P-Delta (Sens X-X)	84
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y	85
Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	85

Tableau V.1 : Dimensions des poutres	86
Tableau V.1 : Sollicitations et ferrailage des poutres non associées aux voiles	87
Tableau V.3 : Sollicitations et ferrailage des poutres associées aux voiles	87
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poutres	89
Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres	89
Tableau V.6 : Vérification de l'état limite de compression dans les poutres	90
Tableau V.7 Armatures Vérification de l'état limite de déformation dans les poutres	90
Tableau V.8 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	94
Tableau V.9 Sollicitation dans les différents poteaux	95
Tableau V.10 Ferrailage longitudinal des poteaux	96
Tableau V.11 Ferrailage transversal des poteaux	97
Tableau V.12 Vérification des poteaux au flambement	97
Tableau V.13 Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux	98
Tableau V.14Vérification des contraintes dans le béton	100
Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux	100
Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres principales	100
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre principale et la poutre secondaire	101
Tableau.V.18 : Sollicitations dans les voiles tirées par ETABS2016	104
Tableau.V.19 : Sollicitations dans les voiles les plus défavorables Vx1 et Vy2	104
Tableau.V.20 : Résultats du ferrailage dans le voile Vx1 et Vy2	107
Tableau VI.1 : Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes	111
Tableau VI.2 : ferrailage du radier	115
Tableau VI.3 : vérification des contraintes du radier	116
Tableau VI.4 Sollicitation dans les nervures à l'ELU	118
Tableau VI.5 : Sollicitations maximales (sens X-X	119
Tableau VI.6: Sollicitations maximales (sens Y-Y	119
Tableau VI.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS	119
Tableau VI.8 : Tableau De ferrailage des nervures	119
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans les nervures	119
Tableau VI.10 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique	122
Tableau VI.11.verification des contraintes	123

Introduction Générale

Le Génie civil est un domaine spécialisé et très vaste représente l'ensemble des techniques concernant les constructions.

La construction des bâtiments a connu un développement grâce aux nouvelles techniques qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum vis-à-vis des dégâts naturels tel que les séismes.

Le séisme est un phénomène complexe et fortement endommageant, il a des manifestations spectaculaires et dévastatrices, c'est pour cela qu'il faut tenir en compte dans la conception et le calcul des structures.

L'ALGERIE se situe dans une zone de convergence des plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismiques, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

A cet effet, l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique) et d'assurer la stabilité, la résistance des éléments structuraux et aussi la sécurité des usagers, en outre tenir en compte du facteur de l'économie et l'esthétiques.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le Règlement Parasismique Algérien RPA99.V2003, le Règlement du Béton Armé aux Etats Limites BAEL91 modifié 99, CBA93...

Le présent travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

Et donc, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure ainsi que la descente des charges.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre consiste l'étude dynamique et sismique réalisée par le logiciel ETABS2016
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- Le DERNIER chapitre est réservé pour l'étude de l'infrastructure

Et Finalement, on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1) Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui. Nous consacrons donc ce chapitre pour la présentation complète du projet a étudié, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

I.2) Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude entre dans le cadre de la réalisation de 114 logements promotionnels, situé à EL-KSEUR, wilaya de BEJAIA.

L'ouvrage que l'on va étudier est un bâtiment en **R+8+SOUS-SOL**, à usage habitation .La wilaya de Bejaïa est classée d'après le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003** dans la zone « **II.a** » qui est une région à moyenne sismicité et le bâtiment en question appartient au groupe d'usage **2** (ouvrage à moyenne importance).

I.3) Caractéristiques de la structure

I.3.1) Caractéristiques géométriques

- Hauteur total du bâtiment.....28,00m
- Hauteur du sous-sol.....2,80m
- Hauteur du Rez-De-Chaussée..... 3,06m
- Hauteur Etage Courant.....3,06m
- Largeur sous-sol 9,30m
- Largeur du bâtiment.....12,30m/12,00m
- Longueur du bâtiment.....23,10m

I.3.1) Caractéristiques structurales

➤ Planchers :

Dans notre cas nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux : en partie courante
- Plancher à dalle pleine : pour les balcons

➤ Maçonnerie :

La maçonnerie utilisée pour cet ouvrage est en briques creuses, et Nous avons utilisé deux types de murs :

• Mur extérieur :

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois en briques creuses (10cm ; 10cm) séparée par une l'âme d'air de 5 cm.

- **Mur intérieur** : Les murs intérieurs sont réalisé en simple parois en brique creuse (10 cm).

➤ **Escaliers :**

Les escaliers utilisés sont des escaliers de deux volées

➤ **Cage d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable, Elle sert à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

➤ **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons
- Céramique recouvrant tous les murs des salles d'eau.

➤ **Acrotère :**

La structure comporte une terrasse inaccessible qui est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 10 cm.

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

➤ **Le Béton**

Ciment utilisé CPJ425 (ciment portland) avec un dosage de 350kg/m^3 à une résistance minimale à la compression 25 MPA obtenue à 28 jours.

➤ **L'Acier**

Pour notre cas on utilise :

- Acier Haute Adhérence (HA) FeE400, $f_e=400\text{MPa}$

➤ **sol d'assise**

- Le site destiné pour la réalisation de 114 logements promotionnels, situé à EL-KSEUR wilaya de BEJAIA.
- La géologie du site est constituée par des argiles limoneuses noirâtres et rougeâtres légèrement graveleuse et une nappe alluvionnaire.
- Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour le béton de l'infrastructure.
- La capacité portante admissible du sol d'assise retenue est **$Q_{adm}=1,5\text{ bars}$**
- L'ancrage minimal des fondations **$D=2\text{m}$**
- Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003), la région de Bejaia est classée en Zone **II.a** (une zone de sismicité moyenne), avec un sol d'assis **Ferme S2**.

I.5) Sollicitation de calcul :

• **L'état limite ultime** : On utilise la relation suivante :

➤ **$1,35 G + 1,5 Q$**

• **L'état limite de service** : On utilise la relation suivante :

➤ **$G + Q$**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

➤ **$G + Q \pm E$**

➤ **$0,8 G \pm E$**

➤ **$G + Q \pm 1,2 E$**

Avec : G : La charge permanent, Q : La charge d'exploitation, E : Effort de séisme.

I.6) Règlements utilisés :

• BAEL 91 modifié (béton Armé suivant la méthode des états limites).

• RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).

• CBA 93 / DTR Algérie

➤ **Les hypothèses de calcul** : Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont

• La résistance du béton à la compression à 28 jours est : **$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$** .

• La résistance du béton à la traction est : **$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$** .

• Le module d'élasticité différée de béton est : **$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPA}$** .

• Le module d'élasticité instantané de béton est : **$E_{ij} = 32456.595 \text{ MPA}$** .

• La contrainte admissible du béton à l'ELU est : **$f_{bu} = \sigma_b = 14,2 \text{ MPA}$** ELS : **$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$**
et **$\sigma_s = 201 \text{ MPA}$**

Pour les armatures de l'acier :

• Longitudinales : on a choisi le : **$f_{eE400 HA} f_e = 400 \text{ MPA}$**

• Transversales : on a choisi le : **$f_{eE235 RL} f_e = 235 \text{ MPA}$**

• La contrainte limite ultime est : **$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$**

• Module d'élasticité longitudinale : **$E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$**

CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGE

II.1) Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux, voile). Pour cela, nous déterminant les différentes charges et les surcharge auxquelles ils sont soumis.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règle **B.A.E.L91** et **R.P.A99 V 2003, CBA 93**.

II.2) Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1) Les poutres :

- **Les poutres principales** : ce sont des poutres porteuses.

La hauteur de la poutre selon **BAEL91** :

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

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

- h : hauteur de la poutre
- L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max}=420$ cm)

D'où :

$$L_{max}= 420 \text{ cm} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

On prend : **h = 40 cm**

b = 30 cm

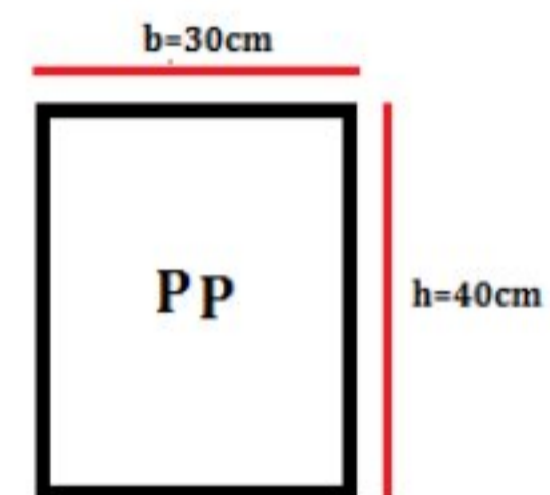


Figure II.1 : dimension des poutres principales

- **Vérifications relatives aux exigences duRPA : (RPA99, Art 7.5.1)**

- $b \geq 20\text{cm}$ $30 \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$ $40 \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée
- $h/b \leq 4$ $40/30 = 1,33 \leq 4$ condition vérifiée

- **Les poutres secondaires** : Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{max}= 443 \text{ cm}$$

$$\text{D'où ; } L_{max}= 443 \Rightarrow 29,5 \leq h \leq 44,3$$

On prend : **h= 40cm**

b= 30cm

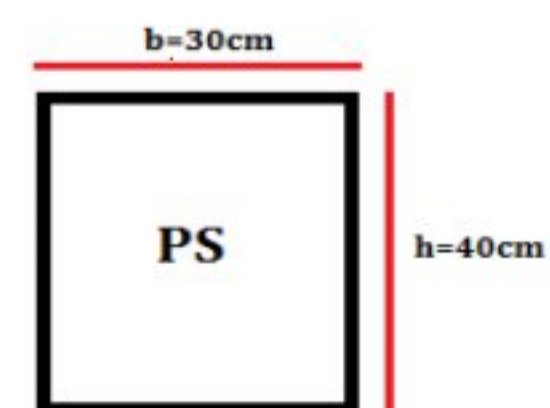


Figure II.1 : dimension des poutres secondaires

Les dimensions vérifient les exigences du RPA :

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $b \cdot h = (30,40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $b \cdot h = (30,40) \text{ cm}^2$

II.2.2) Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidités aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Voile about libre : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq H_e/20 \\ L \geq 4e \end{cases}$
- voile avec un seul about : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq H_e/22 \\ L \geq 4e \end{cases}$
- voile avec 2 abouts : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq H_e/25 \\ L \geq 4e \end{cases}$

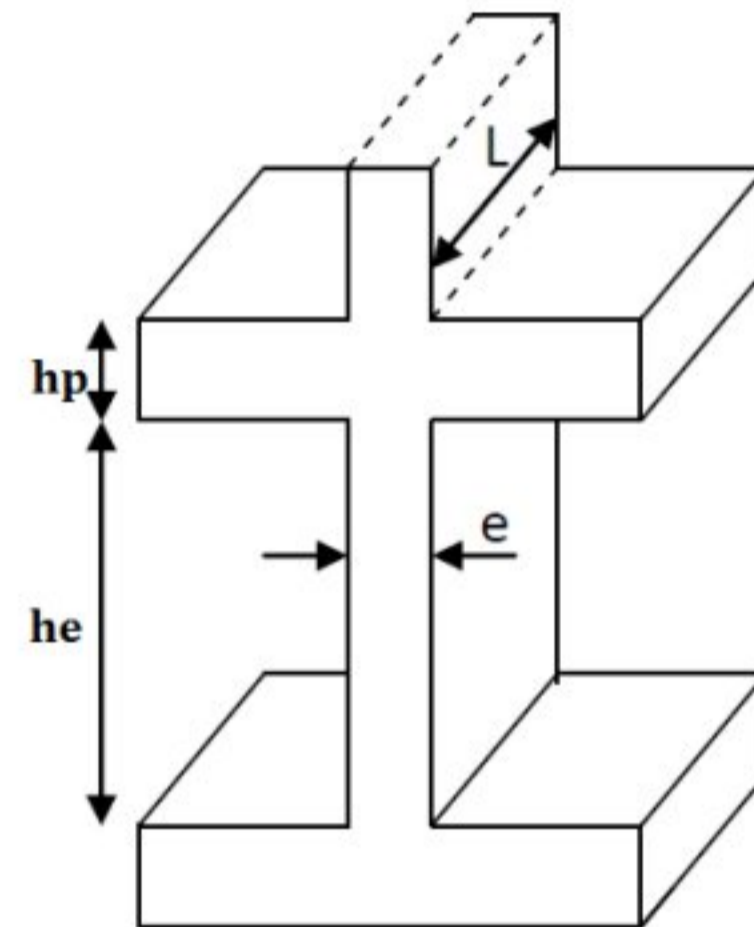


Figure II.3 : coupe transversale d'un voile

Hp : Hauteur totale de la poutre.

He : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages, sauf sous-sol donc :

- Pour le sous-sol :

$$h_e = 280 - 20 = 260 \text{ cm}$$

$$e = (13 \text{ cm}, 12 \text{ cm}, 10 \text{ cm})$$

- Pour les étages et RDC :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e = (14,3 \text{ cm}, 13 \text{ cm}, 11,4 \text{ cm})$$

On adopte pour, étage courant et RDC et sous-sol **e = 15 cm**

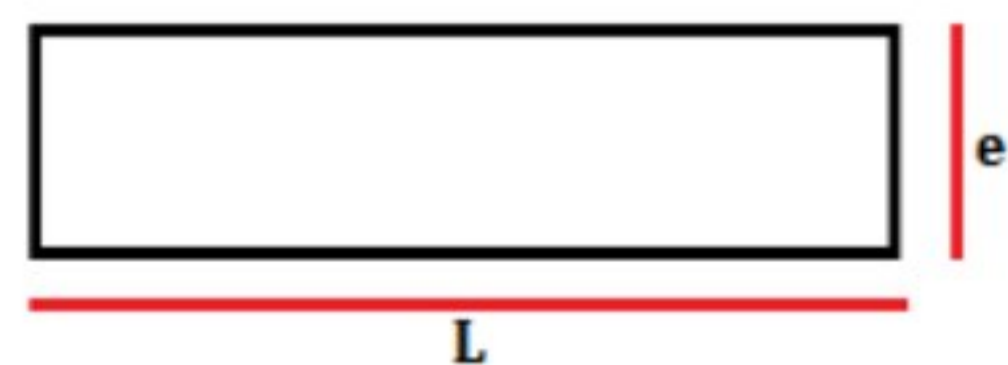


Figure II.4. vue en plan d'un voile

II.2.3) Les planchers :

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

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine

II.2.3.1) Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- **Corps creux** : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de Résistance
- **Poutrelles** : éléments résistants du plancher.
- **Dalle de compression** : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur vraie de 4 à 6 cm
- **Treillis a soudé.**

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{25} \quad \text{CBA93}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 443 \text{ cm} \Rightarrow \frac{443}{20} \leq h_t \leq \frac{443}{25}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20+4$)= 24cm.

Avec : $h_{cc} = 20\text{cm}$: Hauteur du corps creux

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: hauteur de la dalle de compression.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure

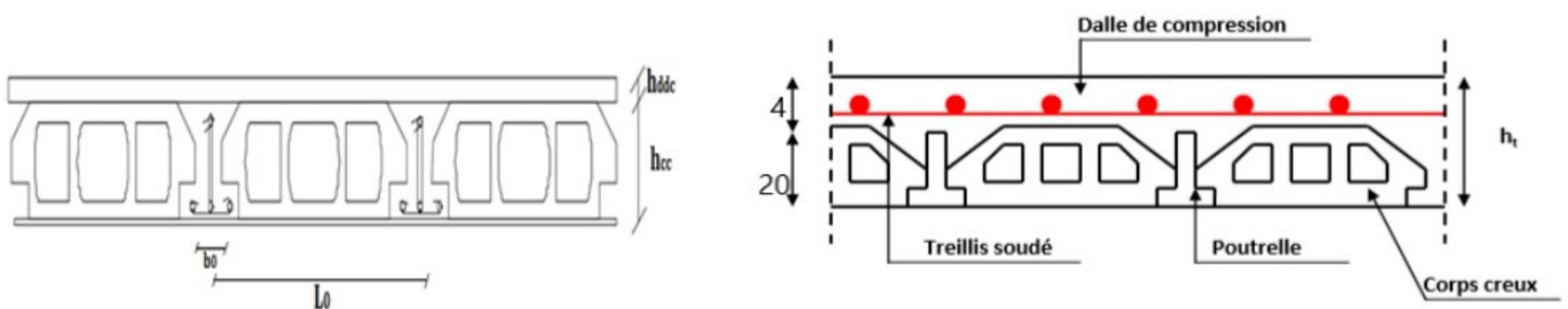


Figure II.5 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.2.3.2) Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place.

Le pré dimensionnement de ce type de plancher se fait en se basant sur les critères suivant :

- **Critère de résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis.}$$

- **Coupe-feu :**

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

$$e \geq 11\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

Notre projet comporte trois types de dalle pleine

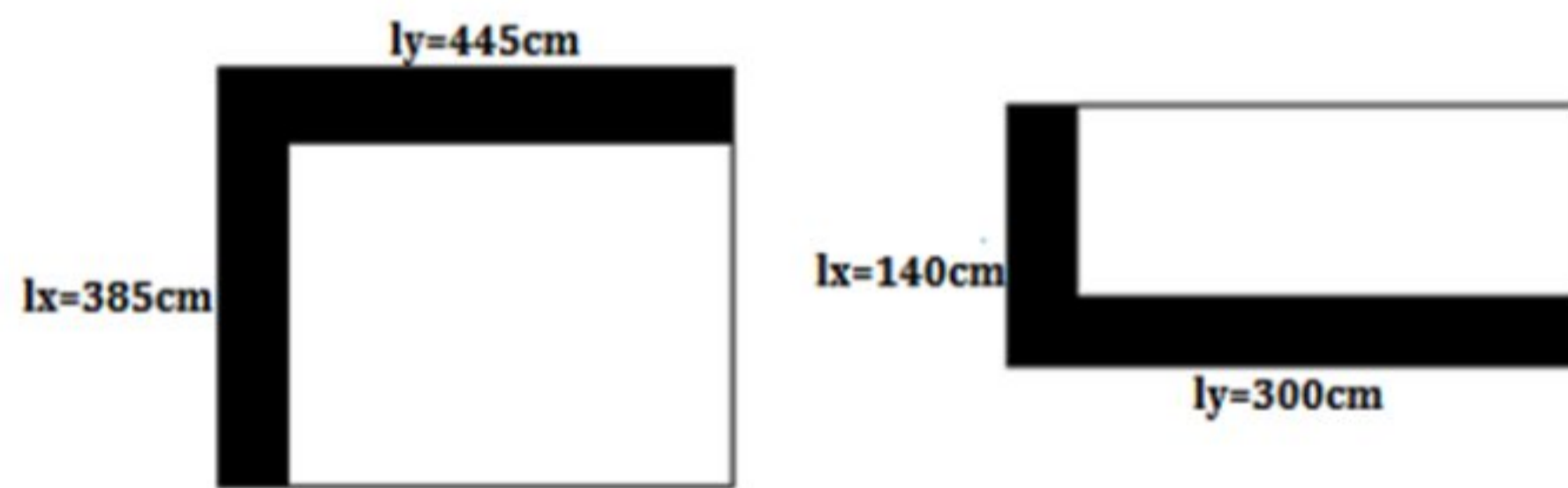


Figure II.6 : dimension de panneau de dalle sur deux appuis

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Rightarrow 4 \leq e \leq 4,67$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{385}{35} \leq e \leq \frac{385}{30} \Rightarrow 11 \leq e \leq 12,83$$

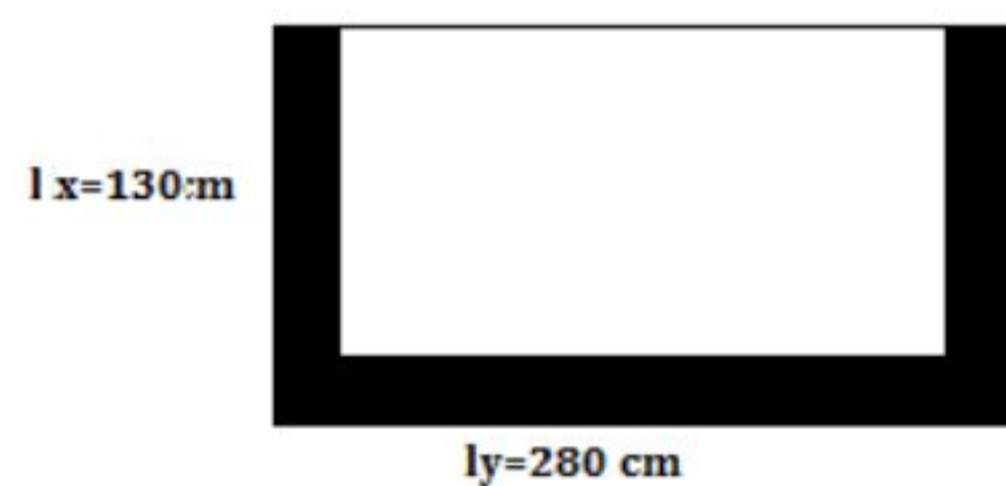
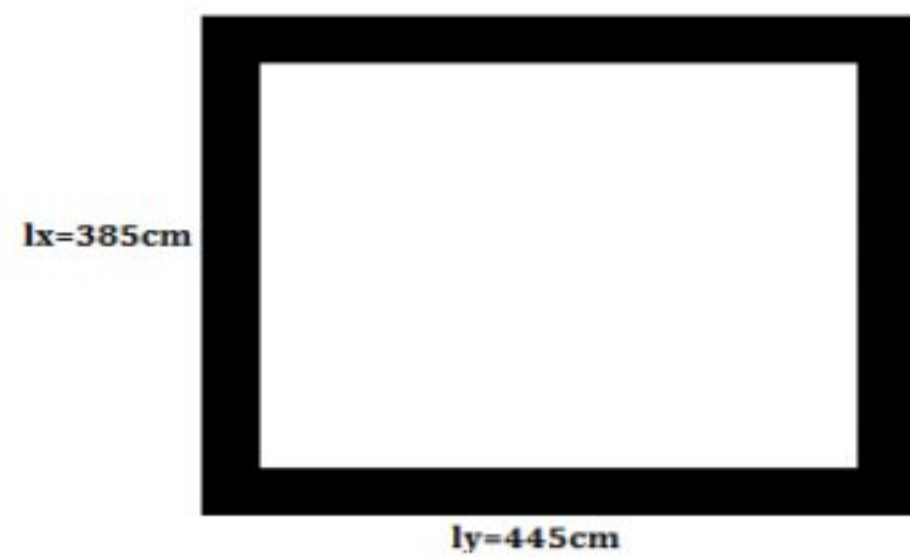


Figure II.7: dimension de panneau de dalle sur trois appuis

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2,88 \leq e \leq 3,25$$

Figure II.8 : dimension de panneau de dalle sur quatre appuis



$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{385}{45} \leq e \leq \frac{385}{40} \Rightarrow 8,55 \leq e \leq 9,62$$

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant :

Critère de coupe-feu :

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

$e \geq 11\text{ cm}$ pour 2h de coupe-feu

$e \geq 17,5\text{ cm}$ pour 4h de coupe-feu

Pour tous les cas on adopte : **$e=16\text{cm}$**

II.3) Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1 : Évaluation des charges d'exploitations des différents éléments

Désignation des éléments	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Rez-de-chaussée	1.5
Balcon (dalle pleine)	3.5
Escalier	2.5

➤ **évaluation des charges et des surcharges sur les planchers**

Plancher Terrasse et plancher courant :

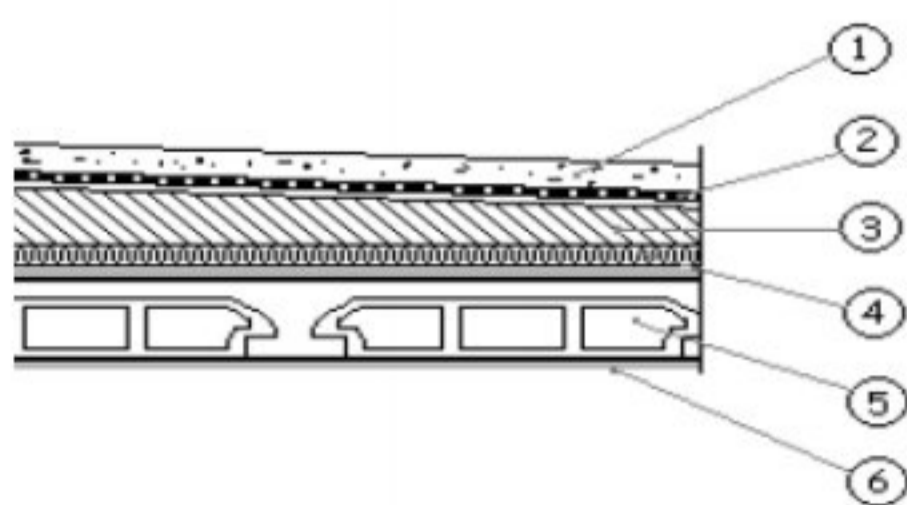


Figure II.9 : Coupe transversale dans Le plancher terrasse inaccessible.

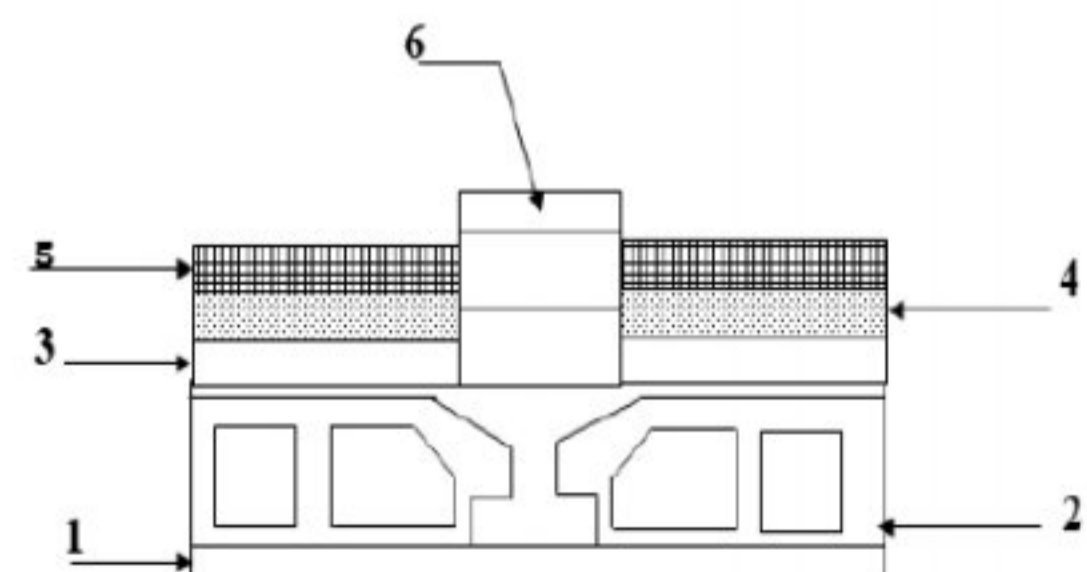


Figure II.10 : coupe transversale dans Le Plancher étage courant.

Tableau II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher courant et terrasse inaccessible à corps creux

Plancher	réfèrent	désignation	Poids Volumiques (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	3.3	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/		6.2	1
Plancher d'étage	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)	/	0.24	3.3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
	/	/	/	/	5.74	1.5

Plancher à dalle pleine

Tableau II.3 : Évaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine e=16cm

plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine	1	Revêtement carrelage	20	0.01	0.4	1,5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.16	4	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total					5.44	1,5

II.3.3) Evaluation de charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

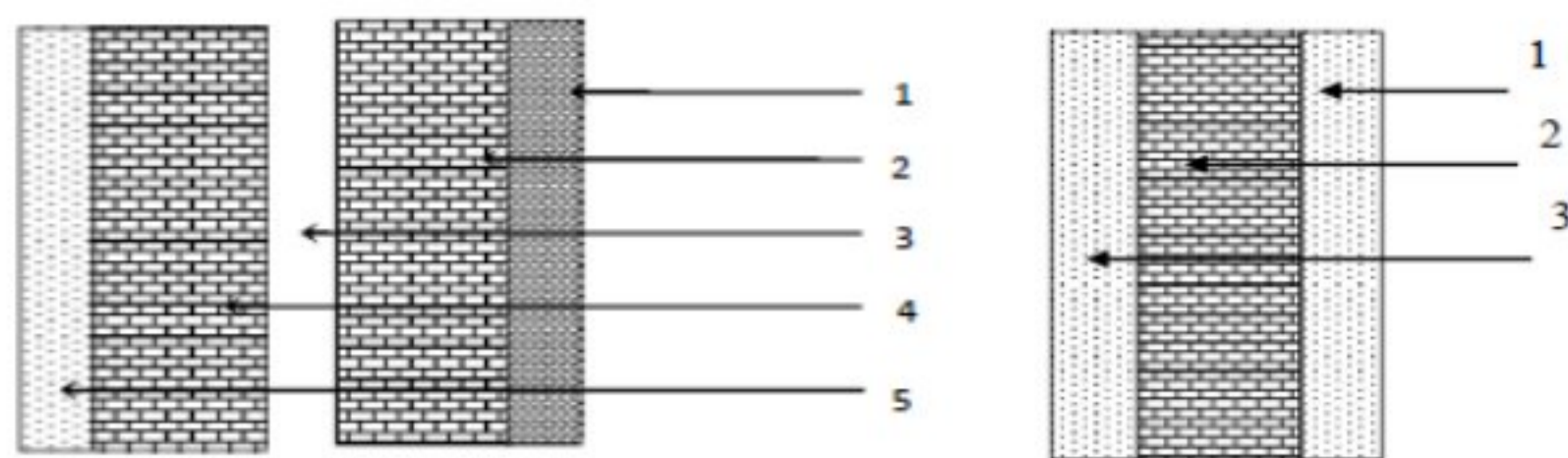


Figure II.11 : Mur extérieur et mur intérieur

Tableau II.4 : Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit ciment	18	0.02	0.36
	2	Brique creuse	9	0.10	0,9
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.10	0.9
	5	Enduit plâtre	14	0.02	0.28
Total					2.89
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total					1.46

Evaluation des charges et des surcharges des escaliers

- Les paliers

Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitations revenant au palier en dalle pleine

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
palier	25	0.15	4	2.5
carrelage	20	0.02	0.4	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit se plâtre	14	0.02	0.28	
Total			5.44	2.5

- **Les volées**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \cdot e / \cos \alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma \cdot h / 2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal : $\gamma \cdot e$. Vertical : $\gamma \cdot e (h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.6 : Évaluation des charges revenant aux volées

Designation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	$0.16/\cos(\alpha)$	4.74	2.5
Les marches		22	$h/2$	1.87	
carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	$(0.02 \times 0.17)/0.3$	0.25	
	total	/	/	0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.4	
	vertical	20	$(0.02 \times 0.17)/0.3$	0.23	
	total	/	/	0.63	
Enduit de platre		18	$0.015/\cos(\alpha)$	0.32	
Garde de corps		/	/	0.6	
Total				8.85	2.5

Tableau II.7 : Évaluation des charges revenant au palier

Designation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	$0.16/\cos(\alpha)$	4.9	2.5
Les marches		22	$h/2$	1.87	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.4	
	vertical	20	$(0.02 \times 0.17)/0.3$	0.23	
	total	/	/	0.63	
Enduit de platre		18	$0.015/\cos(\alpha)$	0.33	
Garde de corps		/	/	0.6	
Total				8,96	2.5

Le Balcon :

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanents et d'exploitation revenant au balcon

N°	designation	Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
4	Dalle pleine	25	0.16	4	
5	Enduit en ciment	18	0.015	0.27	
Total				5.43	3.5

II.4) poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Condition aux RPA.

Les dimensions préliminaires des poteaux sont supposées :

Tableau II.9 : dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveaux	(B×H) cm ²	Poids propre g (KN) $g=b \times h \times H \times \gamma_b$
Sous-sol	45×45	14,175
RDC	40×45	13,77
Etage 1 à 6	40×40	12,24
Etage 7	35×40	10,71
Etage 8	35×35	9,37

Avec : $\gamma_b=25\text{kn/m}^3$; poids volumique du béton

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné le Poteau C, 2 qui nous semble susceptible d'être le plus sollicité :

$$\begin{cases} S1 = 2,925 \text{ m}^2 \\ S2 = 4,387 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,150 \text{ m}^2 \\ S4 = 4,725 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Saffe= S1+S2+S3+S4

C C: Corps Creux

D P : Dalle Pleine

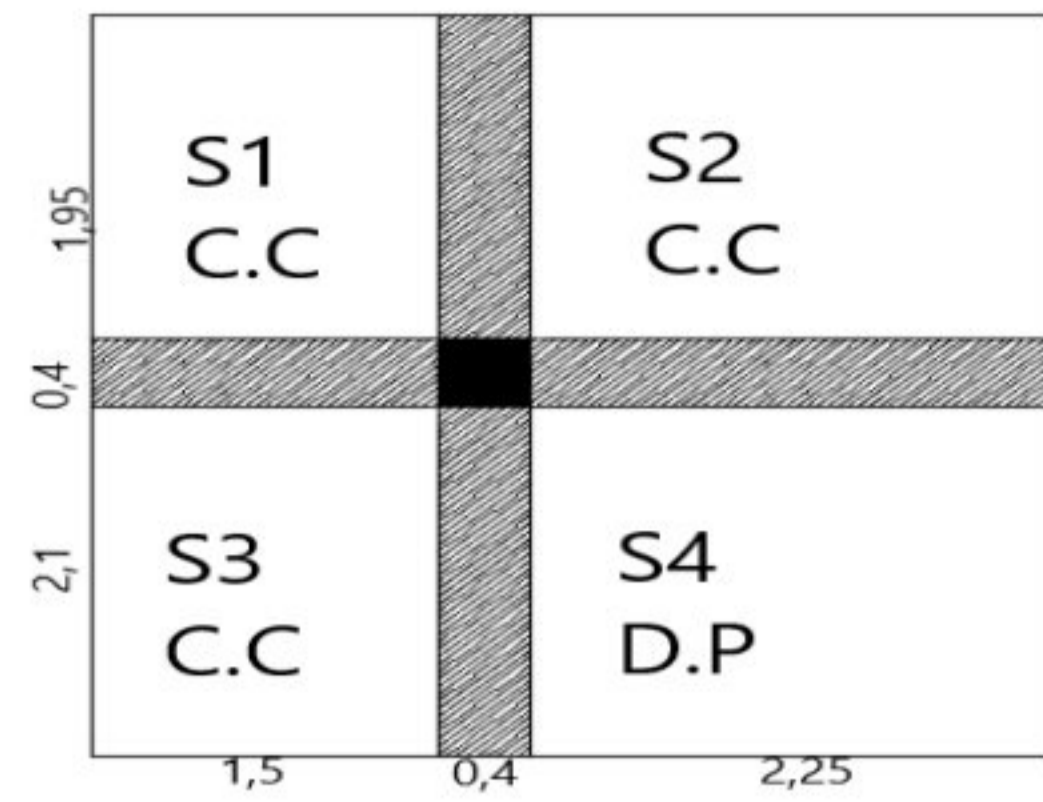


Figure II.12 : Surface afférente de Poteau C,2

He : Hauteur du Poteau $\begin{cases} H_e = 2,8 \text{ m} \text{ Sous Sol} \\ H_e = 3,06 \text{ m} \text{ RDC et EC} \end{cases}$

Poids des poutres principales et secondaires :

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,05 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,05 = 12,15 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 3,75 = 11,25 \text{ KN}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 12,15 + 11,25 = 23,4 \text{ KN}$$

Poids des planchers :

• **Plancher Terrasse inaccessible :**

$$G_{Tic.c} = 6,2 \times (S1 + S2 + S3) \rightarrow G_{Tic.c} = 6,2 \times 10,462 \rightarrow G_{Tic.c} = 64,864 \text{ KN}$$

$$G_{Ti D.P} = 5,44 \times S4 \rightarrow G_{Ti D.P} = 5,44 \times 4,725 \rightarrow G_{Ti D.P} = 25,707 \text{ KN}$$

$$G_{Ti TOTAL} = G_{Tic.c} + G_{Ti D.P} \rightarrow G_{Ti TOTAL} = 64,864 + 25,707$$

$$G_{Ti} = 90,548 \text{ KN}$$

• **Plancher Etage Courant :**

$$G_{EC} = (G_{C.C} \times S_{C.C}) + (G_{D.P} \times S4) \rightarrow G_{EC} = (5,74 \times 10,462) + (5,44 \times 4,725)$$

$$G_{EC} = 85,756 \text{ KN}$$

Poids de mur :

• **Mur en double cloison :**

$$G_{mur} = g_{mur} \times S_{mur}$$

$$\text{RDC et EC : } G_{mur} = 2,89 \times 4,23 \rightarrow G_{mur} = 12,225 \text{ KN}$$

• **Mur simple cloison :**

SOUS SOL : $G_{mur} = 1,46 \times 3,84 \rightarrow G_{mur} = 5,606 \text{ KN}$

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

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

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

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

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

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

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

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

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (C.2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.10: Résultat de la descente de charge du poteau le plus sollicité

Niveau	Eléments	Poids propres G(KN)	Surcharges Q (KN)
N10 Terrasse inaccessible	Plancher T.I Poutre P+S	90,548 23,40	27
Total	/	114,567	27
N9 Etage 8	Venant de N10 Plancher E.C Poutre P+S Poteau(35*35) Mur extérieur	114,567 85,756 23,40 9,37 12,225	27+32,23
Total	/	245,937	59,23
N8 Etage 7	Venant de N9 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (35*40) Mur extérieur	245,937 85,756 23,4 10,71 12,225	88,237
Total	/	378,647	88,237
N7 Etage 6	Venant de N8 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (40*40) Mur extérieur	378,647 85,756 23,4 12,24 12,225	114,021
Total	/	512,887	114,021

N6 Etage 5	Venant de N7 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (40*40) Mur extérieur	512,887 85,756 23,4 12,24 12,225	136,58
Total	/	647,127	136,58
N5 Etage 4	Venant de N6 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (40*40) Mur extérieur	647,127 85,756 23,4 12,24 12,225	155,92
Total	/	781,367	155,92
N4 Etage 3	Venant de N5 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (40*40) Mur extérieur	781,367 85,756 23,4 12,24 12,225	172,035
Total	/	915,607	172,035
N3 Etage 2	Venant de N4 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (40*40) Mur extérieur	915,607 85,756 23,4 12,24 12,225	188,15
Total	/	1049,847	188,15
N2 Etage 1	Venant de N3 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (40*40) Mur extérieur	1049,847 85,756 23,4 12,24 12,225	204,265
Total	/	1184,087	204,265
N1 RDC	Venant de N2 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (40*45) Mur extérieur	1184,087 85,756 23,4 13,77 12,225	220,38
Total	/	1319,857	220,38
N0 Sous-sol	Venant de N1 Plancher E.C Poutre P+S Poteau (45*45) Mur intérieur	1319,857 85,756 23,4 14,175 5,606	236,795
Total	/	1449,413	236,795

En conclusion, nous avons : $G=1449,413 \text{ KNQ}= 236,795 \text{ KN}$

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 poteau est voisin de rive + le portique de la direction principale à deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 15%.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow N_u = 1,35(1449,413) + 1,5(236,795) \rightarrow N_u = 2311,45 \text{ KN}$$

$$N_u^* = 1,15N_u \rightarrow N_u^* = 1,15(2311,45) \rightarrow N_u^* = 2658,167 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications :**

- **Vérification à la compression simple :**

Exemple de calcul :

Vérification du poteau à la base, poteau du sous-sol (45*45) cm²

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

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

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2658,167 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,1872 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

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

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol) $B = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$

Donc ; $B = 0,2025 \text{ m}^2 \geq 0,1872 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée**

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

Tableau II.11 : Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités

Etage	Nu* (KN)	Comparaison $B \geq B_{\text{calculé}}$		Observation
		B (cm ²)	B _{calculé}	
Sous-sol	2658,167	0,2025	0,1872	vérifiée
RDC	2429,234	0,1800	0,1710	vérifiée
1	2190,65	0,1600	0,1543	vérifiée
2	1954,45	0,1600	0,1376	vérifiée
3	1718,24	0,1600	0,1210	vérifiée
4	1482,034	0,1600	0,1044	vérifiée
5	1240,265	0,1600	0,0873	vérifiée
6	992,943	0,1600	0,0699	vérifiée
7	740,058	0,1400	0,0521	vérifiée
8	483,988	0,1225	0,0340	vérifiée

➤ **Vérification au flambement :**

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

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

Avec :

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

α : Coefficient réducteur qu'est en fonction de l'élanement (λ).

A_s : Section d'armature comprimée.

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

$f_e = 400 \text{ MPa}$

On a: $\alpha = f(\lambda)$ avec

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

$\lambda = l_f/i$

Tel que :

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

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

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

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

Exemple de calcul :

Vérification du poteau à la base, poteau du sous-sol (45*45) cm²

On a: $L_0 = 2,8 - 0,40 = 2,4 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,68 \text{ m}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,45 \times 0,45^3}{12} = 0,003417 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,003417}{0,2025}} = 0,1299 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 12,93 < 50$

$$\text{donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(12,93/35)^2} = 0,83$$

Selon le BAEL :

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

On prend ; $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

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

$$B_r \geq \frac{2658,167}{0,8} \times \frac{10^{-3}}{(25/(0,9 \times 1,5) + 400/(100 \times 1,15))}$$

$$B_r \geq 0,1456 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas, $B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,1849 \text{ m}^2 > B_{r\text{calc}} = 0,1456 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée**

Puisque la condition est vérifiée, donc pas de risque de flambement du poteau à la base.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau II.12 : Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités

Niveau	Nu* (KN)	λ	A	Br \geq Brcalc)		Observation
				Br	Brcalc	
Sous-sol	2658,167	12,93	0,83	0,1849	0,1456	vérifiée
RDC	2429,234	14,25	0,82	0,1634	0,1347	vérifiée
1	2190,65	16,12	0,815	0,1444	0,1222	vérifiée
2	1954,45	16,12	0,815	0,1444	0,1090	vérifiée
3	1718,24	16,12	0,815	0,1444	0,0958	vérifiée
4	1482,034	16,12	0,815	0,1444	0,0826	vérifiée
5	1240,265	16,12	0,815	0,1444	0,0692	vérifiée
6	992,943	16,12	0,815	0,1444	0,0554	vérifiée
7	740,058	16,10	0,815	0,1254	0,0413	vérifiée
8	483,988	18,44	0,805	0,1089	0,0273	vérifiée

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

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

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

Conclusion

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

- Plancher à corps creux (20+ 4) cm
- Dalle pleine e=16cm pour la dalle des balcons et la dalle de la cabine d'ascenseur.
- Epaisseur des paillasse e=16 cm
- Epaisseur des Voiles : 15 cm pour tous les voiles

- Poutres Principales (30×40) cm²
- Poutres Secondaires (30×40) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Dimensions des Poteaux

Niveaux	Sous sol	RDC	Etage 1-6	Etage 7	Etage8
Dimensions	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35

III.1) Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments structuraux principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments non structuraux qui ne contribuent pas directement au contreventement.

III.2) Calcul des planchers :

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.1) Etude plancher à corps creux :

Ce type de plancher est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs, ...), il est constitué de corps creux qui sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- poutrelle.
- dalle de compression.

➤ Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple et au cisaillement comme des poutres continues

• Méthode de calcul :

Dans notre cas la méthode utilisée pour le calcul des poutres continues en béton armé est :

- Méthode forfaitaire.

• Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N)

• Application de la méthode :**• Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$
- $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travées isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$\alpha = Q / (G+Q)$: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges non pondérées.

Remarque : les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

- $-0.15M_0$, tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

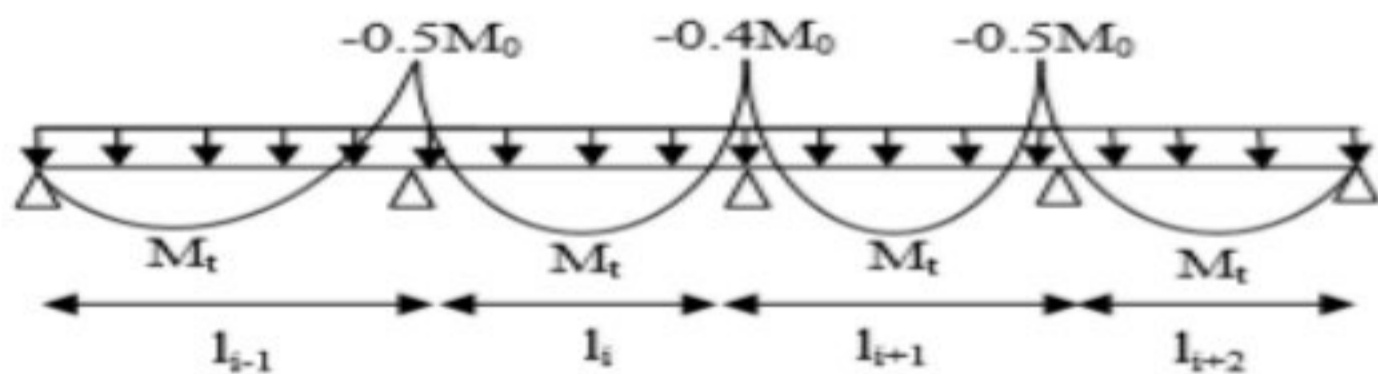


Figure III.1) moment d'une poutre à plus
Deux travées

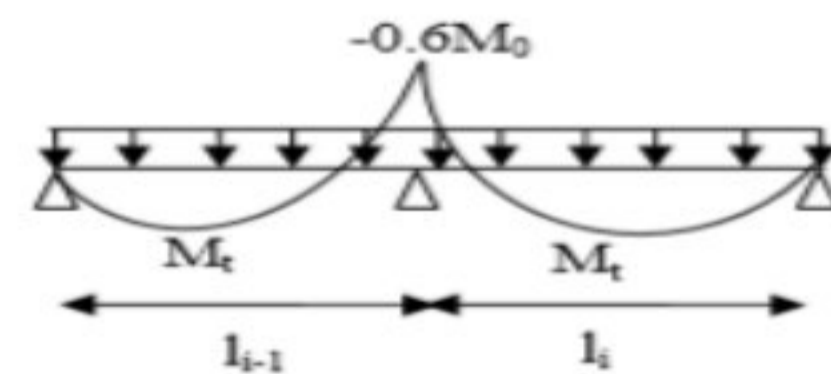


Figure III.2) moment d'une poutre à
deux travées

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

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) ou l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

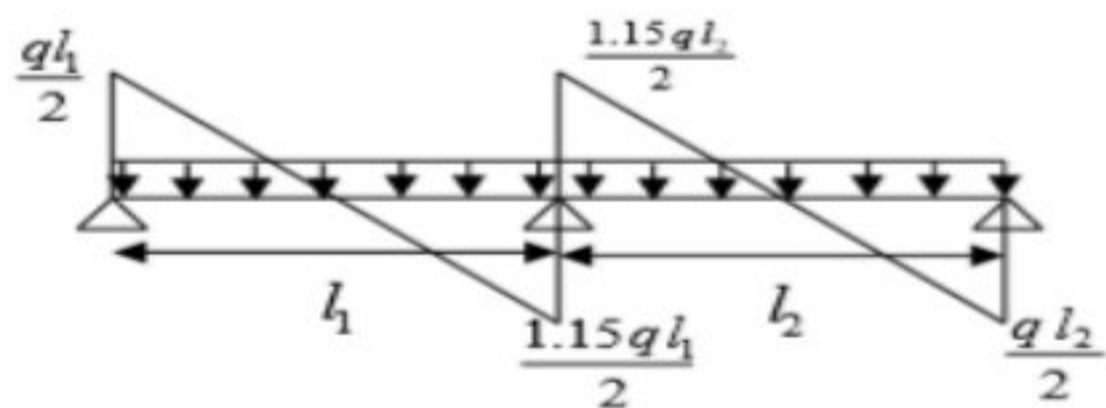


Figure III.3) Effort tranchant
D'une poutre à 2 travées

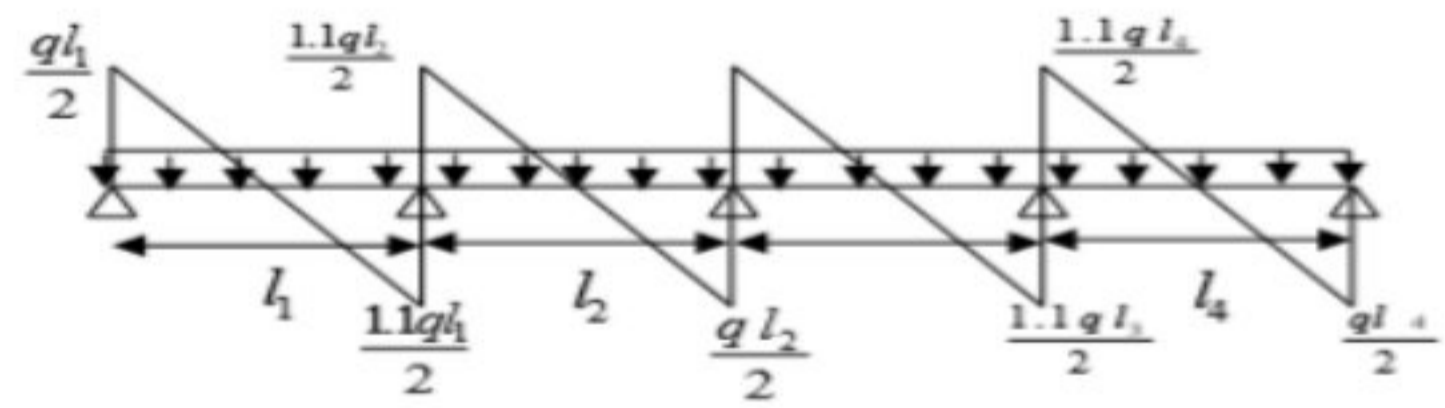


Figure III.4) Effort tranchant d'une
poutre à plus de 2 travées

• **Disposition des poutrelles :**

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé coulées sur place formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivant :

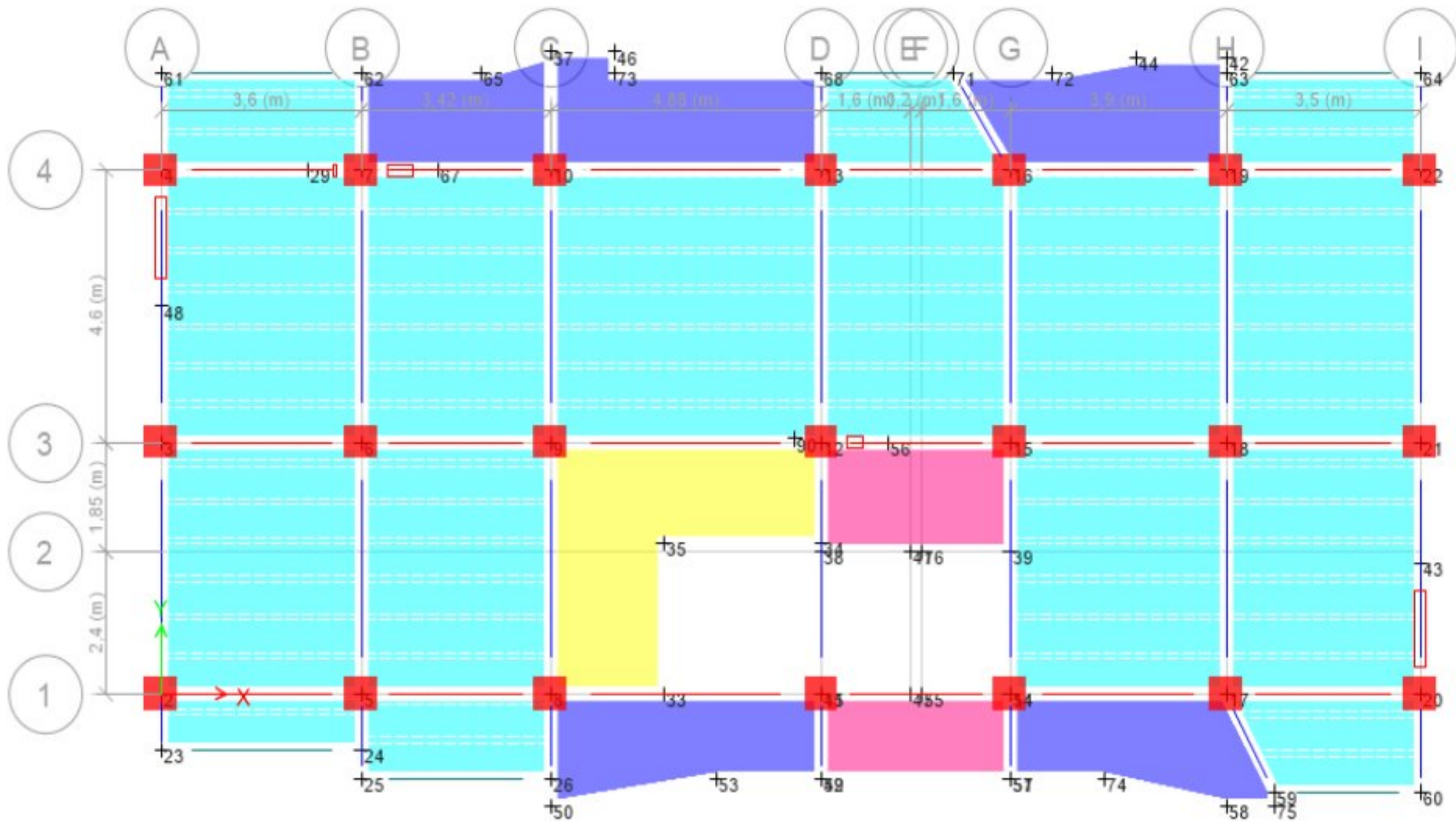


Figure III.5 : plan de disposition des poutrelles

➤ Dimensionnement des poutrelles

- Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right)$$

b : Largeur de la table de compression.

b_0 : $(0.4 \text{ à } 0.6) h_t = (9.6 ; 14.4) \Rightarrow$ On adopte $b_0 = 10\text{cm}$

l_x : distance entre nue des deux poutrelles.

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

l_y : La largeur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$l_y = 330.01 - 40 = 290.01\text{cm}$$

Donc :

$$l_x = 55\text{cm}, l_y = 290.01\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{290.01}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq \min (27.5 ; 29.001)$$

Soit: $b_1 = 27.5\text{cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 \leq 2 \times 26 + 10 \leq 65\text{cm}$$

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

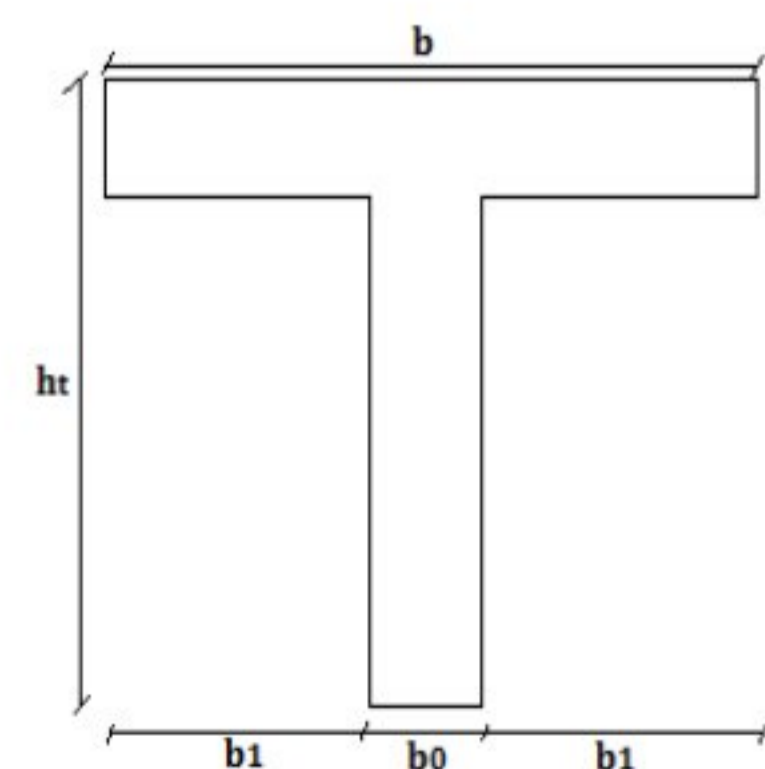


Figure.III.6 : coupe transversale des poutrelles

• Calcul des charges revenant aux poutrelles

A L'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A L'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

• Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.2 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.2 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.42 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.2 + 1) \times 0.65 = 4.68 \text{ KN/ml}$

• Plancher étage courant :

$G = 5.74 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.49 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.74 + 1.5) \times 0.65 = 4.71 \text{ KN/ml}$

• Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau III.1) combinaisons d'actions

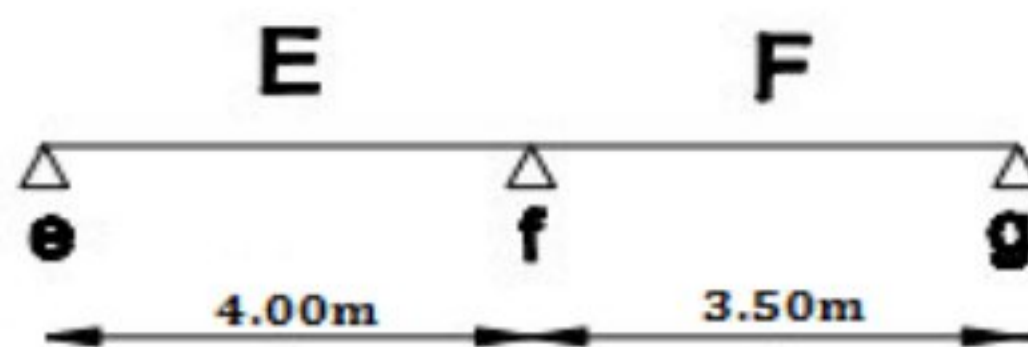
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.2	1	9.87	6.42	7.2	4.68
Plancher étage courant	5.74	1.5	9.99	6.49	7.24	4.71

• Les Différents types de poutrelles :

Tableau III.2) : type de poutrelles de plancher courant et terrasse inaccessible

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	

3^{ème} type



• Exemple de calcul

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6.2, 5\text{KN/m}^2)$ Vérifiée.
- $I = \text{constant}$ Vérifiée.
- $l_i/l_{i+1} = 4/3.5 = 1.14$ compris entre 0.8 et 1.25 Vérifiée.
- F.P.N Vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

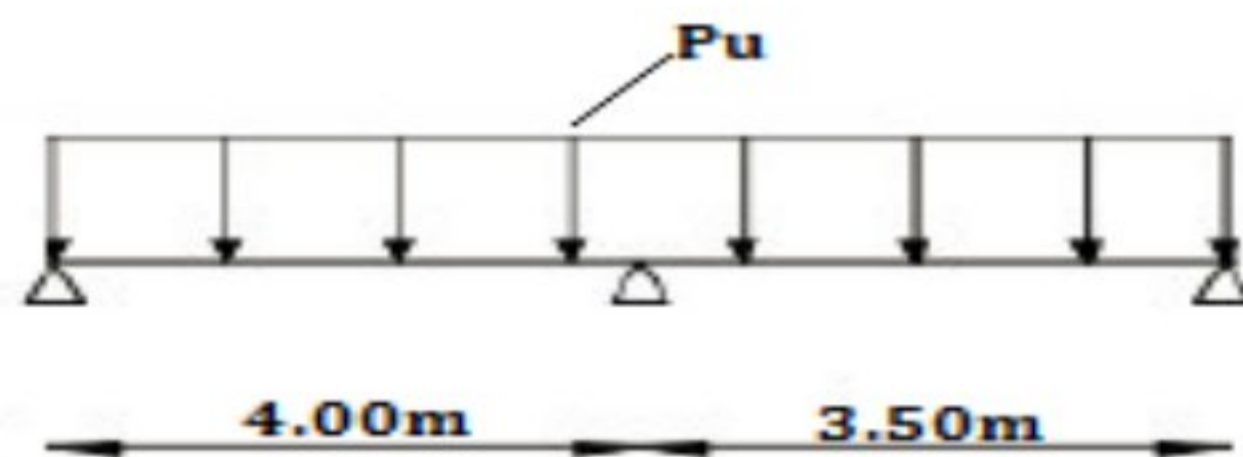


Figure III.7) Schéma statique de la poutrelle type 3

• Calcul des sollicitations :

A L'ELU : $P_u = 6.42 \text{ KN/ml}$

A L'ELS: $P_s = 4.68 \text{ KN/ml}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle a L'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

• Calcul des moments isostatique :

A L'ELU :

M_0 : moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

Travée E-F : $M_0 = \frac{6.42 \times (4.00)^2}{8} = 12.84 \text{ KN.m}$

Travée F-G : $M_0 = \frac{6.42 \times (3.50)^2}{8} = 9.83 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

Travée E-F : $M_0 = \frac{4.68 \times (4.00)^2}{8} = 9.36 \text{ KN.m}$

Travée F-G: $M_0 = \frac{4.68 \times (3.50)^2}{8} = 7.16 \text{ KN.m}$

Tableau III.3 Les moments isostatiques en travées

Travée	M ₀ (ELU) (KN.m)	M ₀ (ELS) (KN.m)
E-F	12.84	9.36
F-G	9.83	7.16

• **Moments aux appuis**

$$M_E = M_G = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à 0.15×M₀.

A L'ELU:

$$M_F = -0.6 \times \max (M_0^{EF}, M_0^{FG}) = -0.6 \times \max (12.84, 9.83) = -7.704 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_F = -0.6 \times \max (M_0^{EF}, M_0^{FG}) = -0.6 \times \max (9.36, 7.16) = -5.616 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.2} = 0.138$$

$$\frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.138}{2} = 0.52$$

$$\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.138}{2} = 0.62$$

A L'ELU:

$$\text{Travée EF : } \begin{cases} M_t + \frac{0+7.704}{2} \geq 1.05 \times 12.84 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \cdot 0.138}{2} \times 12.84 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 9.628 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 7.961 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2)) = \max (9.628, 7.961) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.628 \text{ KN.m}$$

Travée FG

$$\begin{cases} M_t + \frac{7.704 + 0}{2} \geq 1.05 \times 9.83 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot 0.138}{2} \times 9.83 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 6.469 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 6.095 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2)) = \max (6.469, 6.095) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.469 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

Travée EF :

$$\begin{cases} M_t + \frac{0 + 7,704}{2} \geq 1.05 \times 9.36 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot 0.138}{2} \times 9.36 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$
$$\begin{cases} M_t \geq 7,02 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 5,803 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2)) = \max (7.02, 5.803) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7.02 \text{ KN.m}$$

Travée FG:

$$\begin{cases} M_t + \frac{7,704 + 0}{2} \geq 1.05 \times 7,16 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot 0.138}{2} \times 7,16 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$
$$\begin{cases} M_t \geq 4,708 \dots\dots\dots (1) \\ M_t \geq 4,439 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$M_t = \max (M_t (1), M_t (2)) = \max (4.708, 4.439) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.708 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée EF

$$V_E = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.42 \times 4}{2} = 12.84 \text{ KN}$$

$$V_F = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -1.15 \frac{6.42 \times 4}{2} = -14.76 \text{ KN}$$

Travée FG

$$V_F = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.42 \times 3.5}{2} = 12.92 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.42 \times 3.5}{2} = -11.24 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type1	AB	3.6	6.42	10.4	0	-5.2	8.32	11.55	-12.71
	BC	3.4	6.42	9.28	-5.2	-7.704	4.825	12.01	-12.01
	CD	4.9	6.42	19.26	-7.704	-7.704	12.516	17.302	-17.302
	DE	3.3001	6.42	8.74	-7.704	-5.136	4.544	11.653	-11.653
	EF	4.0	6.42	12.84	-5.136	-6.42	7.704	14.124	-14.124
	FG	3.56	6.42	9.83	-6.42	0	7.11	12.358	-11.235

Tableau III.5 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.6	4.68	7.58	0	-3.79	6.064
	BC	3.4	4.68	6.76	-3.79	-5.62	3.515
	CD	4.9	4.68	14.05	-5.62	-5.62	12.516
	DE	3.3001	4.68	6.37	-5.62	-3.744	3.312
	EF	4.0	4.68	9.36	-3.744	-4.68	5.616
	FG	3.5	4.68	7.16	-4.68	0	5.178

Tableau III.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.6	6.42	10.4	0	-6.24	7.8	11.52	-13.24
	BC	3.4	6.42	9.28	-6.24	0	6.624	12.551	-10.91

Tableau III.7 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.6	4.68	7.58	0	-4.548	5.685
	BC	3.4	4.68	6.76	-4.5485	0	4.824

Tableau III.8 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.0	6.42	12.84	0	-7.704	9.628	12.84	- 14.76
	BC	3.5	6.42	9.83	-7.704	0	6.469	12.920	- 11.24

Tableau III.9 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.0	4.68	9.36	0	-5.616	7.02
	BC	3.5	4.68	7.16	-5.616	0	4.708

Tableau III.10 Les Type de poutrelle du plancher étage courant

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

Tableau III.11 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (Type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.6	6.49	10.51	0	-5.255	8.533	11.682	- 12.85
	BC	3.4	6.49	9.3	-5.225	-7.792	4.929	12.14	- 12.14
	CD	4.9	6.49	19.48	-7.792	-7.792	12.88	17.49	- 17.49

	DE	3.3001	6.49	8.83	-7.792	-5.192	4.679	11.78	- 11.78
	EF	4.0	6.49	12.98	-5.192	-6.49	7.939	14.28	- 14.28
	FG	3.5	6.49	9.94	-6.49	0	7.305	12.49	- 11.36

Tableau III.12 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.6	4.71	7.63	0	-3.815	6.196
	BC	3.4	4.71	6.81	-3.815	-5.652	3.609
	CD	4.9	4.71	14.13	-5.652	-5.652	9.348
	DE	3.3001	4.71	6.41	-5.652	-3.758	3.317
	EF	4.0	4.71	9.42	-3.758	-4.71	5.761
	FG	3.5	4.71	7.21	-4.71	0	5.295

Tableau III.13 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (Type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.6	6.49	10.51	0	-6.306	8	11.68	-13.43
	BC	3.4	6.49	9.3	-6.306	0	6.717	12.68	-11.03

Tableau III.14 Sollicitation à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.6	4.71	7.63	0	-4.578	5.811
	BC	3.4	4.71	6.81	-4.578	0	4.941

Tableau III.15 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (Type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.0	6.49	12.98	0	-7.788	9.886	12.98	-14.93
	BC	3.5	6.49	9.94	-7.788	0	6.656	13.06	-11.35

Tableau III.16 Sollicitation à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (Type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.0	4.71	9.42	0	-5.652	7.174
	BC	3.5	4.71	7.21	-5.652	0	4.824

• **Ferraillage des poutrelles :**

Exemple de calcul terrasse inaccessible :

- M_t = 12.516KN.m
- M_a^{int} = -7.704KN.m
- M_a^r = -0.15 max (M₀¹, M₀²) = -1.926
- V = 17.302

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- Si M_u ≤ M_{tu} la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcul une section rectangulaire (b×h).
- Si M_u > M_{tu} On calcul une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.22 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$$

M_t < M_{tu} ⇒ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.516 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \epsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.035$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.035) = 0.217 \text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12.516 \times 10^{-3}}{0.217 \times 348} = 1.66 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \quad \text{(Art A.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{min} = (0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1) / 400 = 1.41 \text{cm}^2.$$

A_t > A_{min} **condition vérifiée.**

On opte pour **3HA10** avec **A=2.36cm²**

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendus, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$M_u = -7.704\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.704 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.112 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \epsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.235$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.235) = 0.199\text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7.704 \times 10^{-3}}{0.199 \times 348} = 1.11\text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer.}$$

$$A_{min} = (0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1) / 400 = 0.21\text{cm}^2.$$

$A_t > A_{min}$ **condition vérifiée.**

On opte pour **1HA12 + 1HA10** avec **$A=1.92\text{cm}^2$**

• **Calcul de l'armature aux appuis de rive :**

$M_u = -1.926\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.926 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \epsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.054$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.054) = 0.215\text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.926 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.26\text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer.}$$

$$A_{min} = (0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1) / 400 = 0.21\text{cm}^2.$$

$A_t > A_{min}$ **condition vérifiée**

On opte pour **1HA8** avec **$A=0.5\text{cm}^2$**

➤ **Vérification à ELU :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right] = 3.33 \text{Mpa}$$

$$V^{\max} = 17.302 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.302 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.786 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Ferraillage transversal :**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversale est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \{ h_t/35, b_0/10, \phi_L \}$$

ϕ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_L=8\text{mm}$)

$$\phi_t \leq \min \{ 240/35, 100/10, 8 \} = 6.85 \text{mm}$$

On adopte un étrier **$\phi 6$**

Donc la section d'armatures transversales sera : **$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{cm}^2$**

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$(1) \dots \dots S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj})} \quad (\text{Art A.5.1.2.2 [4]})$$

{ Flexion simple
Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$(2) \dots \dots S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.961 - 0.3 \times 2.1)} = 55.105 \text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 55.105 \text{cm}$$

$$(3) \dots \dots S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57 \text{m} = 57 \text{cm}$$

$$S_t = \min (1; 2; 3)$$

Soit: **$S_t = 15 \text{cm}$**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la Jonction table-nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (Art A.5.3.2 [1])

$\bar{\tau} = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5) \text{ Mpa}$

$\tau_u = \frac{0.270 \times 17.302 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.907 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**

Il n’y’a pas de risque de rupture par cisaillement

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1])

$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2$

$1.15 \times 17.302 \times 10^{-3} / 400 = 0.49 \text{ cm}^2$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$ **Condition vérifiée**

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que : $A_s \geq (1.15 \times (V_u + M_u / 0.9d)) / f_e$ (Art A.5.1.3.2.1 [1])

$A_s = 2.36 + 1.92 = 4.280 \text{ cm}^2$

$(1.15 \times ((17.302 - 7.704) \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22)) / 400 = 1.616 \text{ cm}^2$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$ **Condition vérifiée**

• **Vérification de l’effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1])

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.22 = 19.8 \text{ cm}$

$V_u = 0.017302 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.10 \times 25 = 0.132 \text{ MN}$ CV

➤ **Vérification à l’ELS :**

N.B : Dans les calculs à l’ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$

• **Etat limite d’ouverture des fissures :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{28}$$

(Art A.4.5.2 [1])

En travée

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.04) = -5.85 \times 10^{-3} \text{m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcul comme une section en T.

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

$$5 y^2 + 255.4 y - 1218.8 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : **y=4.38cm**

• **Calcul de I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2 + 15 A' (d' - y)^2$$

$$I = 12811.04 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.72 \times 10^{-3}}{12811.04 \times 10^{-8}} \times 0.0438 = 2.64 \text{Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.64 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots$ Vérifié.

En appuis intermédiaire :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = 0.05 > 0$$

• **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$5 y^2 + 28.8 y - 633.6 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 116.19$$

$$\Rightarrow Y = 8.739 \text{cm}$$

• **Calcul de I :**

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 7289.26 \text{cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = 6.77 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$ Vérifiée

•Etat limite de déformation

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

H : hauteur de la poutrelle

L : longueur de la travée

M_t : moment en travée

M_0 : moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a: $\frac{h}{l} = \frac{24}{490} = 0.049 > \frac{1}{22.5} = 0.044$

$$\frac{h}{l} = 0.049 > \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.22} = 0.011 > \frac{3.5}{f_e} = 0.0087$$

La troisième condition n'est pas vérifiée.

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98 \text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : flèche due aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

• Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q)$: la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

N.B : Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot les différents chargements.

➤ **Propriété de la section**

• **Position de l'axe neutre**

$$Y = 4.38$$

• **Position du centre de gravité de la section homogène**

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{b_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$Y_G = 4.96 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

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

$$I_0 = 15356.87 \text{ cm}^4 \dots \text{ (moment d'inertie de la section totale (acier+beton) (cm}^4\text{))}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 22} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} \dots \dots \dots \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 1/3 \times E_i$$

$$E_v = 10721.40 \text{ Mpa}$$

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inertie fictive (I_f):**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.3 = 2.145 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.2 = 4.03 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.2 + 1) = 4.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.38 \text{ cm}$$

$$I_0 = 15356.87 \text{ cm}^4$$

$$I = 12811.04 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = 3.87$$

$$\lambda_v = 1.55$$

$$\sigma_{sj} = 72.826 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 136.987 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 238.450 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 0$$

$$\mu_g = 0.39$$

$$\mu_p = 0.65$$

$$I_{fij} = 16892.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = 6731.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = 4805.165 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = 10528.24 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.0015 \text{ m}$$

$$f_{gi} = 0.0074 \text{ m}$$

$$f_{pi} = 0.014 \text{ m}$$

$$f_{gv} = 0.0012 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = \mathbf{0.0063 \text{ m}}$$

$$\Delta f_t = 0.63 \text{ cm} < f_{adm} = 0.98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.38	12811.04	15356.87	16892.56	6731.98	4805.165	10528.24	0.63	0.98

Pour le plancher terrasse inaccessible on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.18 Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
En travée	12.88	0.028	0.032	0.217	1.45	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	7.792	0.113	0.1502	0.207	1.08	0.21	1HA12+1 HA10 1.92
En appui de rive	1.947	0.028	0.054	0.215	0.26	0.21	1HA8 0.5

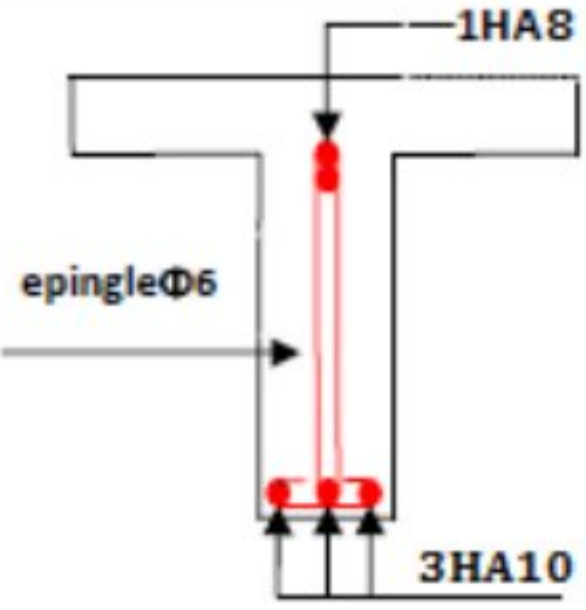
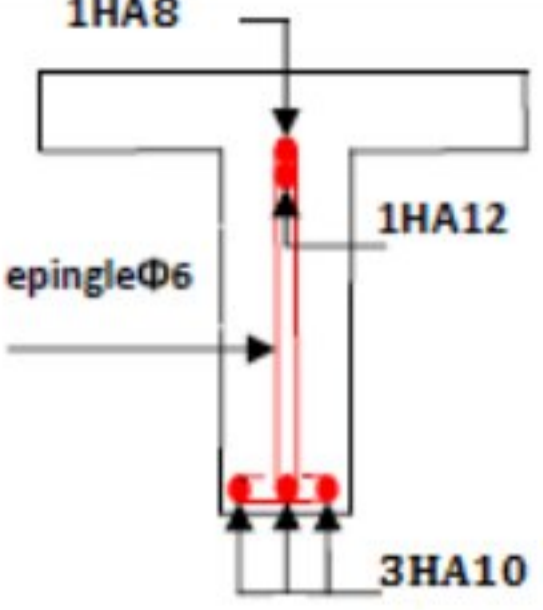
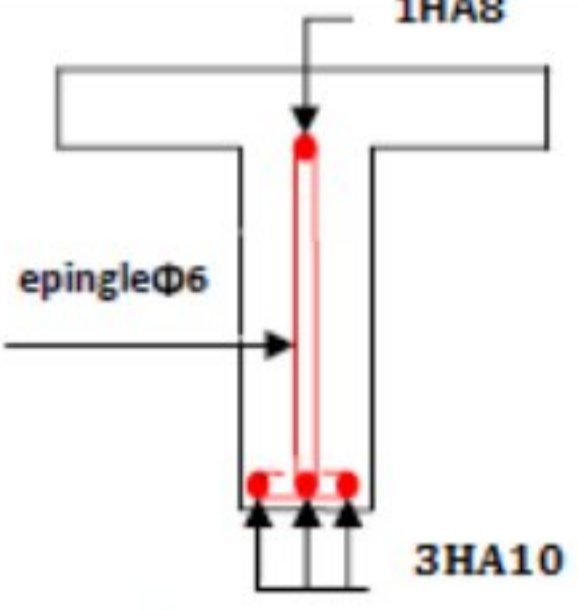
Tableau III.19 Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.9	2.36	4.61	6.16	7.77	12811.04	15356.87
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.38	16892.55	16892.55	6340.81	1689.25	0.64	0.98

Tableau III.20 Le ferrailage des différentes poutrelles

Poutrelle		Armatures longitudinales		Armatures transversales (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Plancher Etage courant Et Terrasse inaccessible	Travée	1.45	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0.57
	Appuis intermédiaires	1.08	1HA12+1HA8 1.63	2HA6 = 0.57
	Appuis de rive	0.26	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0.57

Tableau III.21 Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Etage (Courant, Terrasse inaccessible)			

NB : le ferrailage des poutrelles c'est le même pour tous les étages.

➤ **Ferrailage de dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{Mpa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 \text{ (cm}^2/\text{ml)} \quad \text{selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$$

5TS6/ml = 1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm.....condition vérifiée

On choisit : 3TS6/ml = 0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30 ≤ 30cmCondition vérifiée

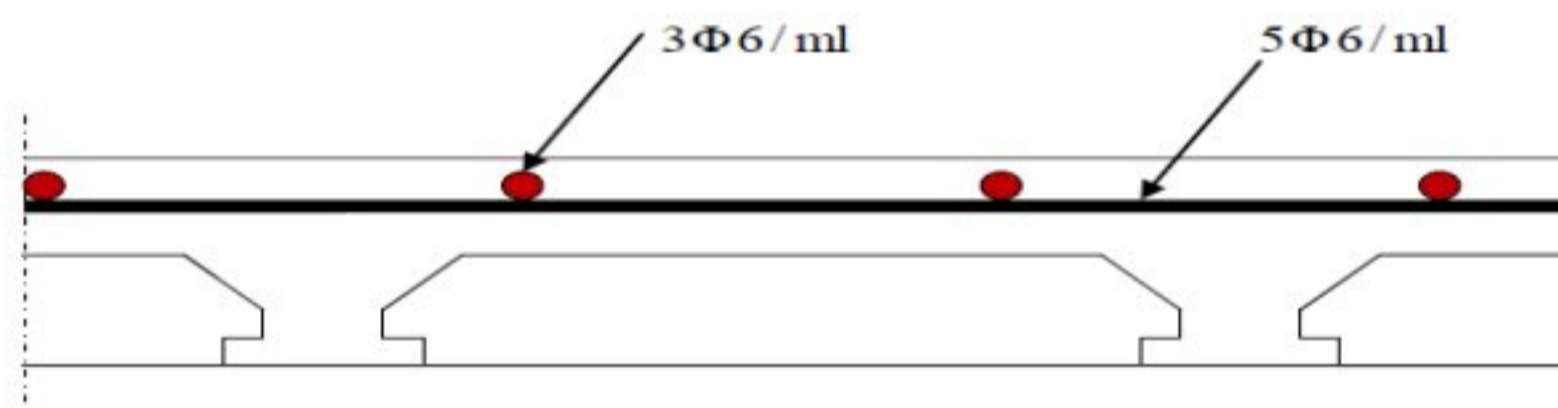


Figure III.8) Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2) Etude des dalles pleines :

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

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

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

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

Tableau.III.22 Données des différents types de dalles pleines

Types	L _x (m)	L _y (m)	f	E L U		E L S	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1 ; D4	4,20	4,50	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
D2	1,50	2,9001	0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
D3	1,40	3,00	0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402

➤ **Dalle sur deux appuis :**

L_x = 4,2m ; L_y = 4,5m

$$f1 = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{450} = 0,93 > 0,4$$

$$f4 = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{450} = 0,93 > 0,4$$

→ Les deux dalles D1 et D4 travaille selon deux sens.



Figure III.9. Panneau de dalle sur 4 appuis et 2 appuis

• **Calcul des sollicitations :**

➤ **A l'ELU :**

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 5,44 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 9,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0428 \times 9,59 \times 4,2^2 = 7,24 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,8450 \times 7,24 = 6,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Dans la réalité, les dalles en BA ne sont pas articulées sur leurs contours. On prend en compte un moment d'encastrement, qui permet de diminuer dans une certaine mesure la valeur des moments en travée déterminés pour la dalle articulée, ce qui conduit à adopter les valeurs suivantes :

- En travée :

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

- En appuis :

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

- En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 7,24 = 5,43 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 6,12 = 4,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -0,5 \times 7,24 = -3,62 \text{ KN.M}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur, on a :
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = e = 160 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 13 \text{ cm}$.

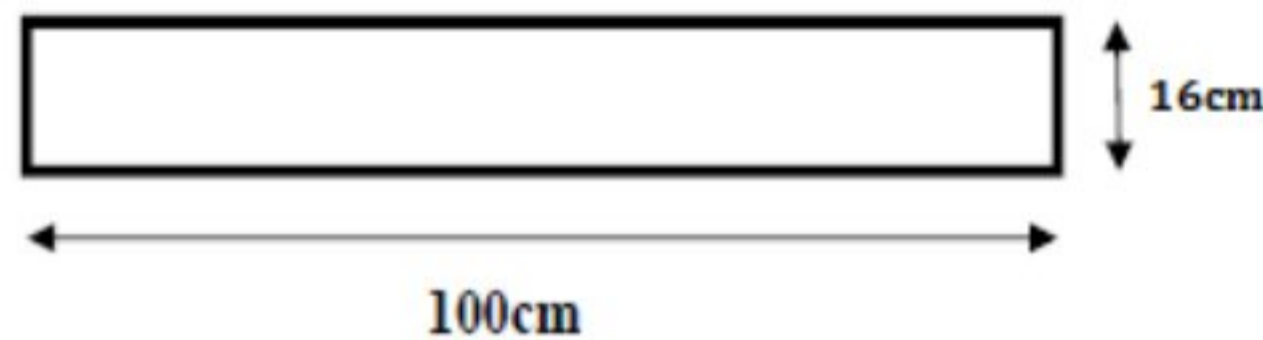


Figure III.10. Section de calcul de la dalle

Sens X-X:

- En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,43 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0,0226$$

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

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

$$\mu_{bu} \leq 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$z = (1 - 0,4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0,4 \times 0,029) \times 0,13 \Rightarrow z = 0,128 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{5,43 \times 10^{-3}}{348 \times 0,128} = 1,22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Y-Y :

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,59 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0,019$$

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

$$\mu_{bu} \leq 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,024$$

$$z = (1 - 0,4\alpha)d \Rightarrow z = 0,128 \text{ m}$$

$$A_y^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{4,59 \times 10^{-3}}{348 \times 0,128} = 1,03 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_y^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **En appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -0,5 \times 7,24 = -3,62 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,62 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0,015$$

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

$$\mu_{bu} \leq 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$z = (1 - 0,4\alpha)d \Rightarrow z = 0,129$$

$$A_y^a = \frac{M_u^a}{f_{st} \times z} = \frac{4,59 \times 10^{-3}}{348 \times 0,129} = 8,064 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,806 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{x,y}^a = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau III.23 ferrailage des deux panneaux de dalle D1 et D 4

/		Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
travée	X-X	5,43	0,0226	0,029	0,128	1,220	4HA10=3,14
travée	Y-Y	4,59	0,019	0,024	0,128	1,030	4HA10=3,14
Appuis		3,62	0,015	0,019	0,129	0,806	3HA8=1,51

➤ **Espacement des armatures :**

La fissuration est peu nuisible l'espacement dans :

• **sens X-X :**

$$St_y = \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ et } St_y = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **sens Y-Y :**

$$St_x = \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ et } St_x = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérifications à L'ELU :**

• **Conditions de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e \quad \text{Et } A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e$$

ρ_0 : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.
 $\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 500.} \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 400.} \\ 0,0012 \dots \dots \dots \text{ pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,93) \times 100 \times 16 = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On a: } A_x^t = 1,22 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_x^{\min} = 1,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$A_y^t = 1,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_y^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$A_x^t \text{ adopté} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_{tx}}{4} = 0,305 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Soit: $A_x^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_y^t \text{ adopté} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_{ty}}{4} = 0,305 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Soit: $A_y^t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Verification de l'effort tranchant :**

On doit verifier que:

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

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{9,59 \times 4,2}{2} \times \frac{4,5^4}{(4,2)^4 + (4,5)^4} \Rightarrow V_x = 11,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,088 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

➤ **A L'ELS :**

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5,44 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = G+Q = 5,44+1,5 \Rightarrow q_s = 6,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0,05 \times 6,94 \times (4,2)^2 = 6,12 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,8939 \times 6,12 = 5,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travée corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 6,12 = 4,59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 5,47 = 4,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

Sens X-X :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

• **Calcul de y et I :**

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 612,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,06\text{cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 5608,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} = \frac{4,59 \times 3,06}{5608,74} = 2,5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque d'écrasement de béton.

Sens Y-Y:

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$y = 3,06\text{m} ; I = 5608,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} = \frac{4,10 \times 3,06}{5608,74} = 2,24 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau III.24 Tableau des vérifications à l'ELS

Endroit		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs.
Travée	X-X	4,59	3,06	5608,74	2,5 < 15	Vérifiée
	Y-Y	4,10	3,06	5608,74	2,24 < 15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

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

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

$$X-X : \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,16}{4,2} = 0,0380 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,0024 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

$$Y-Y : \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,16}{4,5} = 0,0356 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,0024 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la 1^{ère} condition dans le sens Y-Y n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5m \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{ly}{500} = \frac{450}{500} = 0,9\text{cm} = 9\text{mm}$$

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

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

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

• **Modules de Young instantanés et différé :**

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

• **Coefficients λ :**

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

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0024 = 0,24 \%$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = 8,07 \\ \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 3,23 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I = 5608,74 \text{ cm}^4 \\ A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \\ y = 3,06 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul de I_0 :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15A_s \Rightarrow B = 100 \times 16 + 15 \times 3,14$$

$$\text{➤ } B = 1647,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } V_1 = 8,14 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } V_2 = 7,86 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_0 = 39719,64 \text{ cm}^4$$

$$q_g = 5,44 \times 1 = 5,44 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{Charge Permanente.}$$

$$q_j = 4 \times 1 = 4 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{Charge permanente sans revêtements.}$$

$$q_p = (5,44 + 1,5) \times 1 = 6,94 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{charge permanente et surcharge d'exploitation.}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,75 \times \mu_y \times q_g \times l_y^2 \\ M_{ser}^j = 0,75 \times \mu_y \times q_j \times l_y^2 \\ M_{ser}^p = 0,75 \times \mu_y \times q_p \times l_y^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 73,85 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 54,30 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 94,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des σ_{st} , μ :**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 1963,19 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 1443,48 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 2504,70 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,82 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,77 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,86 \end{array} \right.$$

• Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5723,63 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6056,58 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5502,58 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 11974,9 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 0,01169 \text{ m} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 0,0056 \text{ m} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 0,01089 \text{ m} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 0,00820 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,00868 \text{ m}$$

$\Rightarrow \Delta f = 0,00868 \text{ m} < \bar{f} = 0,009 \text{ m} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifiée.

• Schémas de ferrailage :

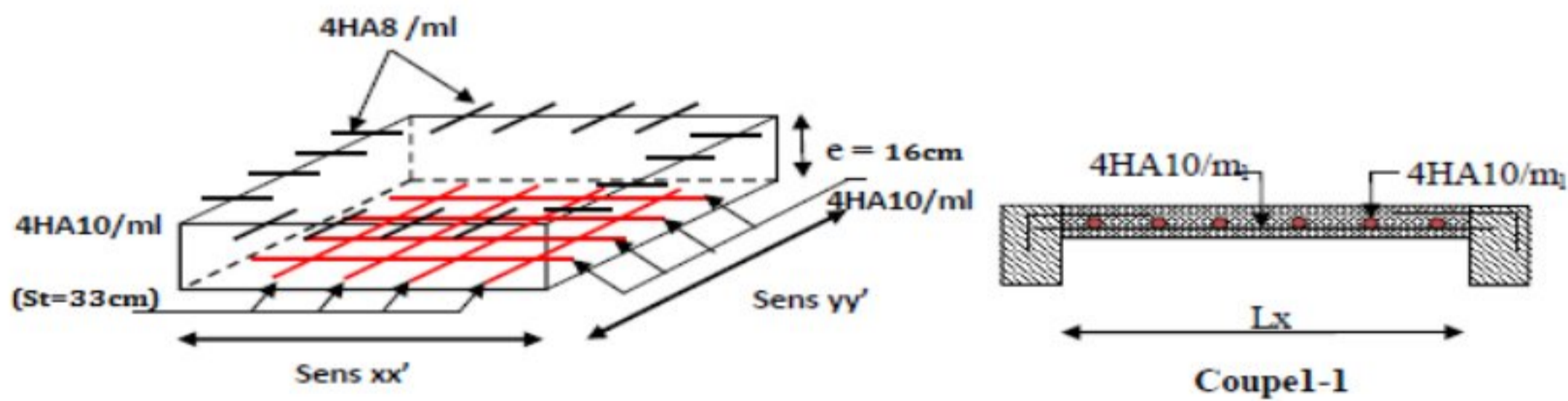


Figure III.11. schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

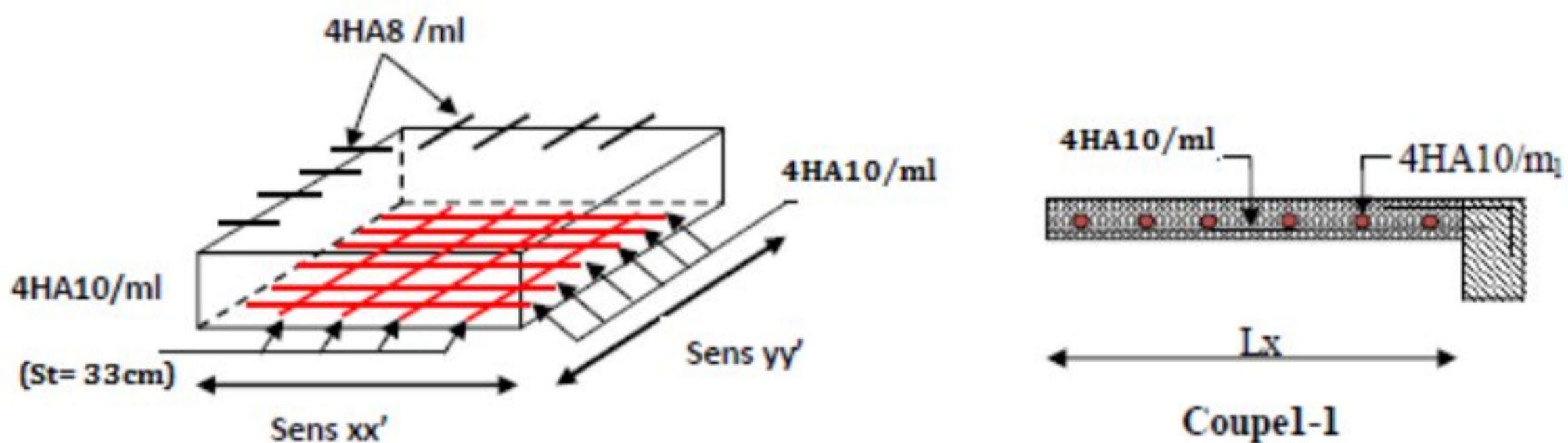


Figure III.12. schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

➤ **Dalle sur trois appuis :**

$$L_x = 1,5\text{m} ; L_y = 2,9001\text{m}$$

$$f = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{290,01} = 0,52 > 0,4$$

→ La dalle travaille selon deux sens.

• **Calcul des sollicitations :**

➤ **A L'ELU :**

appuis

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5,44 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 9,59 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$L_x = 1,5\text{m} > \frac{L_y}{2} = 1,45005\text{m} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q_u l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 9,75 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments en travée corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 9,75 = 7,31 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 5,37 = 4,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments en appuis corrigés :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 M_0^x = 4,88 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

D'une manière identique que le premier type, on fait le calcul du ferraillage et on trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 Résultats de ferraillage de la dalle sur 3 appuis

/		Mu (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
travée	X-X	7,31	0,0305	0,039	0,128	1,64	3HA10=2,36
travée	Y-Y	4,03	0,0168	0,021	0,129	0,90	3HA8=1,51

appuis	4,88	0,0117	0,015	0,129	1,09	3HA10=2,36
--------	------	--------	-------	-------	------	------------

➤ **Espacement des armatures :**

La fissuration est peu nuisible l'espacement dans :

- **sens X-X :** $St_y = \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ et $St_y = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ **vérifiée**
- **sens Y-Y :** $St_x = \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ et $St_x = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm} \leq 45\text{cm}$ **vérifiée**

➤ **Vérifications à L'ELU :**

• **Conditions de non fragilité :**

$e \geq 12\text{ cm}$ et $\rho > 0,4$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e \quad \text{Et } A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1,59 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On a: $A_x^t = 1,64 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_x^{\min} = 1,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ **vérifiée**

$A_y^t = 1,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_y^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **non vérifiée**

Soit: $A_x^t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_y^t_{\text{adopté}} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_{tx}}{4} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **vérifiée**

Soit: $A_y^t = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

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

$$V_u = \frac{qu \cdot ly}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{a}{2l}} \Rightarrow V_u = 11,04 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{11,04 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,085 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 1,17 \text{ MPa}$ **vérifiée**

➤ **A L'ELS :**

• **Calcul des moments isostatiques :**

On a: $\begin{cases} G = 5,44 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q_s = G + Q = 5,44 + 1,5 \Rightarrow q_s = 6,94 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q_s ly^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q_s ly^2}{8} \left(lx - \frac{ly}{2} \right) + \frac{q_s ly^3}{48} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7,05 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments en travée corrigés :

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 7,05 = 5,29 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 3,90 = 2,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ La vérification de la contrainte dans le béton :

Sens X-X : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

• Calcul de y et I :

$$A_x = 2,36 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 35,4y - 460,2 = 0 \Rightarrow y = 2,70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4411,69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y}{I} = \frac{5,29 \times 2,7}{4411,69} = 3,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y:

$$A_y = 1,51 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$y = 2,21 \text{ m} ; I = 2996,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y}{I} = \frac{2,93 \times 2,21}{2996,8} = 2,16 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque d'écrasement de béton.

➤ Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l_{x,y}} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^{x,y}}{20 \times M_{0ser}^{x,y}}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{X-X : } \Rightarrow \begin{cases} \frac{0,16}{1,5} = 0,106 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{2,36 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,001815 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Y-Y : } \Rightarrow \begin{cases} \frac{0,16}{2,9001} = 0,055 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{1,51 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,00116 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche dans les deux sens.

• Schéma de ferrailage :

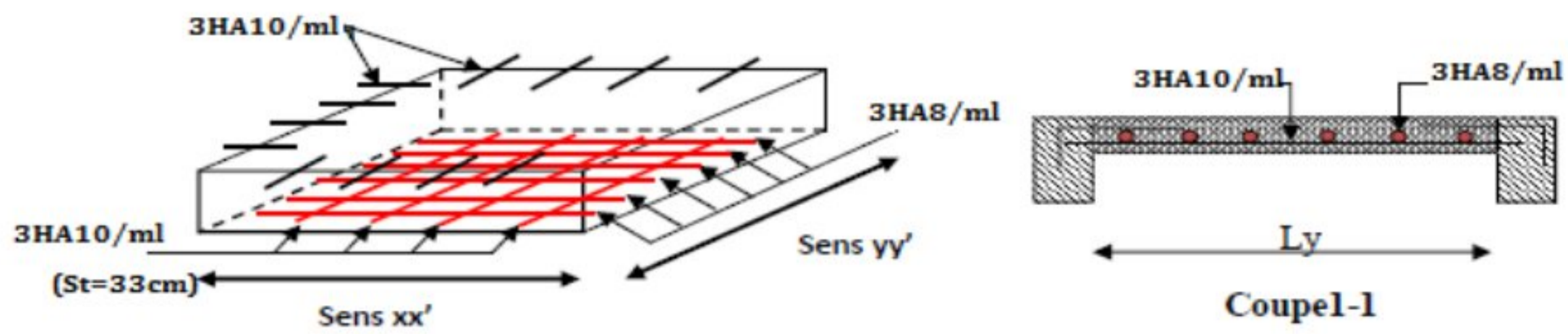


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

➤ Balcon :

Dans le cas de notre ouvrage on a des balcons sur deux appuis.

$$L_x = 1,4m ; L_y = 3m$$

$$f = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{300} = 0,47 > 0,4$$

→ La dalle travaille selon deux sens.



Figure III.15. Panneau de dalle sur 2 appuis

• Calcul des sollicitations :

➤ A L'ELU :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5,43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 12,58 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a: } \begin{cases} \mu_x = 0,1008 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,1008 \times 12,58 \times 1,4^2 = 2,48 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,2500 \times 2,48 = 0,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments en travée corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 2,48 = 1,860 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 0,62 = 0,465 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments en appuis corrigés :

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 M_0^x = 1,24 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage :

Les résultats de ferrillages sont représentés dans le tableau si dessous.

Tableau III.26 résultats de ferrailage du balcon

/		Mu (KN.m)	μ_{bu}	A	z (m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
travée	X-X	1,860	0,00775	0,0097	0,129	0,414	3HA8=1,51
travée	Y-Y	0,465	0,00194	0,0024	0,130	0,103	3HA8=1,51
Appuis		1,240	0,00517	0,0065	0,129	0,280	3HA8=1,51

➤ **Espacement des armatures :**

- sens X-X : $St_y = \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ et $St_y = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ **vérifiée**
- sens Y-Y : $St_x = \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ et $St_x = \frac{100}{3} = 33,3\text{cm} \leq 45\text{cm}$**vérifiée**

➤ **Vérifications à L'ELU :**

• **Conditions de non fragilité :**

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1,62\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On a: $A_x^t = 0,41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_x^{\min} = 1,62 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ **non vérifiée**

$A_y^t = 0,103 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_y^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**non vérifiée**

$A_x^t_{\text{adopté}} = 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \frac{A_{tx}}{4} = 0,1035 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**vérifiée**

Soit: $A_x^t = 3\text{HA8} = 1,51\text{cm}^2 / \text{ml}$

$A_y^t_{\text{adopté}} = 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \frac{A_{ty}}{4} = 0,1035 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**Vérifiée**

Soit: $A_y^t = 3\text{HA8} = 1,51\text{cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Verification de l'effort tranchant :**

On doit verifier que:

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

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{12,58 \times 1,4}{2} \times \frac{3^4}{(3)^4 + (1,4)^4} \Rightarrow V_x = 8,41 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{12,58 \times 3}{2} \times \frac{1,4^4}{(3)^4 + (1,4)^4} \Rightarrow V_y = 0,849 \text{ KN}$$

$\tau_u = \frac{8,41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,065 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa}$ **Vérifiée**

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

➤ **Vérifications à L'ELS :**

On a: $\begin{cases} G = 5,43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q_s = G+Q = 5,43+3,5 \Rightarrow q_s = 8,93 \text{ KN/ml}$

• **Calcul des moments isostatiques :**

On a: $\begin{cases} \mu_x = 0,1038 \\ \mu_y = 0,3402 \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0,1038 \times 8,93 \times (1,4)^2 = 1,82 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,3402 \times 1,82 = 0,62 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Calcul des moments en travée corrigés :**

$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 1,82 = 1,37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 0,62 = 0,46 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **La vérification de la contrainte dans le béton :**

Sens X-X : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

• **Calcul de y et I :**

$A_x = 1,51 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$

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

$50y^2 + 22,65y - 294,45 = 0 \Rightarrow y = 2,21 \text{ cm}$

$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2996,8 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} = \frac{1,37 \times 2,21}{2996,8} = 1,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens Y-Y:

$A_y = 1,51 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$

$y = 2,21 \text{ m} ; I = 2996,8 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} = \frac{0,46 \times 2,21}{2996,8} = 3,39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Pas de risque d'écrasement de béton.

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l_{x,y}} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^{x,y}}{20 \times M_{0ser}^{x,y}}, \frac{3}{80}\right) \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$X-X : \Rightarrow \begin{cases} \frac{0,16}{1,4} = 0,114 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{1,51 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,00116 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$Y-Y : \Rightarrow \begin{cases} \frac{0,16}{3} = 0,053 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{1,51 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,00116 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche dans les deux sens.

• Schéma de ferrailage :

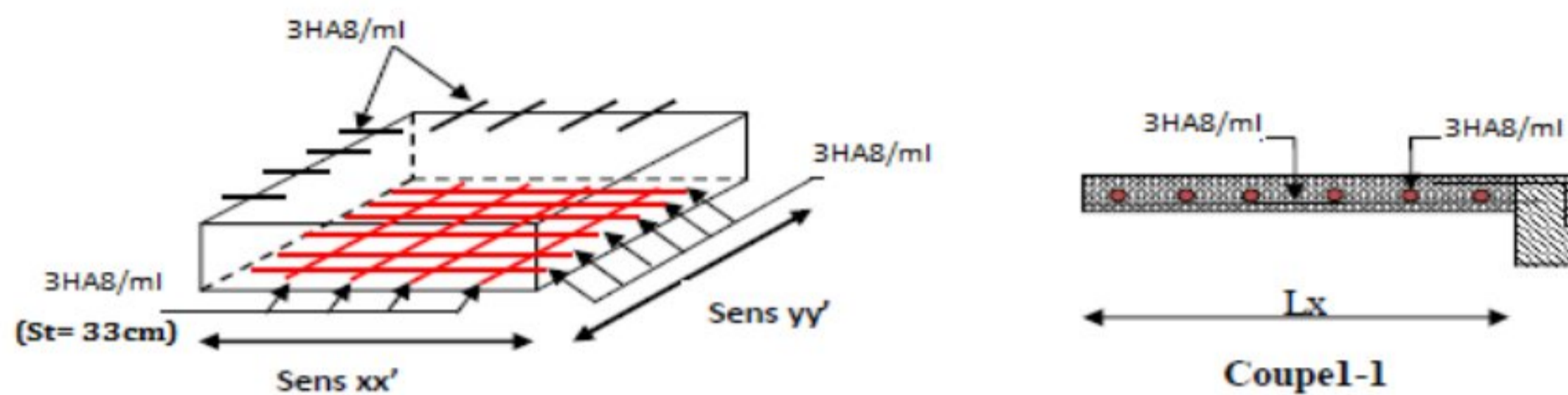


Figure III.15. schéma de ferrailage du balcon

II.3) Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Caractéristiques d'ascenseur :

L_x : Longueur de l'ascenseur ; $L_x = 1.6m$

L_y : Largeur de l'ascenseur ; $L_y = 1.8m$

S : surface de l'ascenseur ; $S = 2.88m^2$

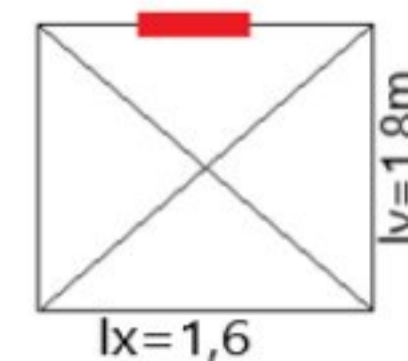


Figure III.17. Dimension d'ascenseur

$$\frac{l_x}{45} \leq e < \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.5 \leq e < 4$$

Soit : $e = 14cm$

III.4) Les escaliers :

Un escalier est une succession de marche permettent le passage d'un niveau a un autre.

• **Terminologie :**

- la **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- la **contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- l'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- la **paillasse** supporte les marches.
- **volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

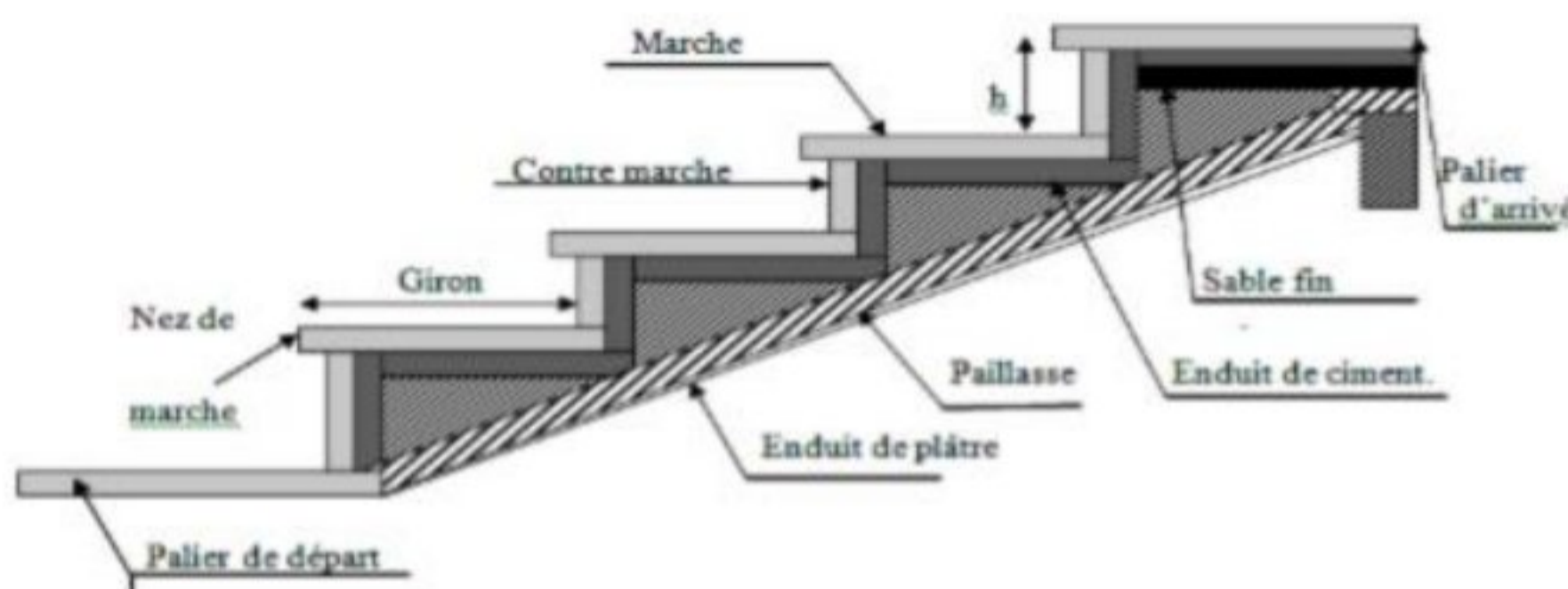


Figure III.18. Détail de l'escalier

• **Types d'escaliers :**

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier

• **Escalier à deux volées.**

II.2.5.1) Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

La hauteur **h** des contremarches entre 14 et 18 cm.

La largeur **g** (giron) entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$.

$$g = \frac{l_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L₀ : longueur projetée de la volée.

Avec : n-1 : Nombre de marche ; L_v : Longueur de la volée ; n : Nombre de contremarche,

• **Type à deux volées :**

Hauteur d'étage : H= 3.06 m

On prend: $59 \leq 2h+g \leq 66$ (1)

Or: $H = n \times h \quad \Rightarrow \quad h = H/n$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

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

Remplaçant dans (2) on trouve:

$$\frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = 64$$

$$\Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0 \dots\dots\dots (3)$$

n est la solution de l'équation (3)

Pour : H = 1.53m L = 2.40m

$$\Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) \times n + 2 \times 153 = 0 \Rightarrow \mathbf{n=9}$$

Le nombre de contre marche est n= 9

Le nombre de marche est n-1= 8

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{240}{9} = 30\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 30 + 2 (17) = 64 \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Epaisseur de la paillese :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec ; L : longueur de la paillese

$$L = l_v + l_p$$

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.517$$

$$L_v = \frac{240}{\cos 32.517} = 284.6$$

$$L = 2.85 + 1.40 = 4.25\text{m}$$

$$\frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14.16 \leq e \leq 21.25$$

$$\Rightarrow \mathbf{e = 16\text{cm}}$$

Donc on adopte **e= 16 cm**

Tableau III.27 : Escalier d'accès au sous-sol, RDC et étage courant

/	type	volée	L _p (m)	L _o (m)	L _{p'} (m)	L _v (m)	H (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e cm
RD C Et Etage	A Deux volée	1	1.50	2.40	1.40	2.85	1.53	32.51°	9	17	30	16
		2	1.40	2.40	1.50	2.85	1.53	32.51°	9	17	30	16

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages.

• **Type d'escalier : escalier à deux volées**

La charge permanente sur la volée d'escalier

$$G = 8.85 \text{KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

La charge permanente sur le palier d'escalier

$$G = 5.44 \text{KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

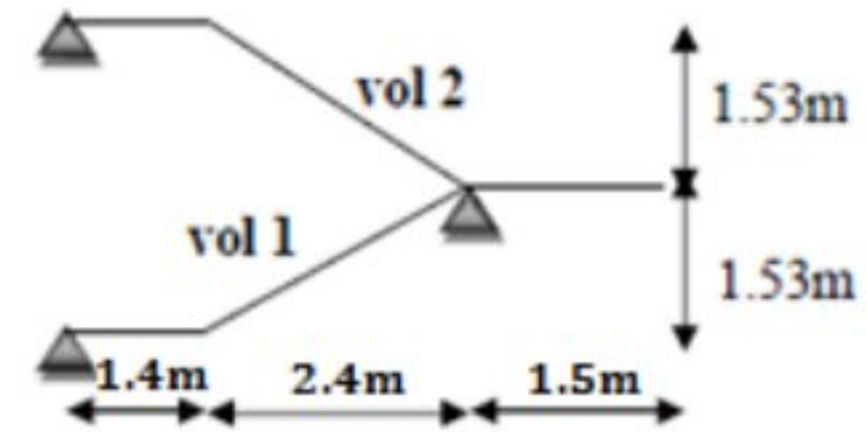


Figure III.20. schéma statique de l'escalier

➤ **Calcul à l'ELU :**

• **La charge qui revient sur la volée**

$$Q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.85) + (1.5 \times 2.5) = 15.69 \text{KN/m}$$

• **La charge qui revient sur le palier**

$$Q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.44) + (1.5 \times 2.5) = 11.09 \text{KN/m}$$

• **Schéma statique :**

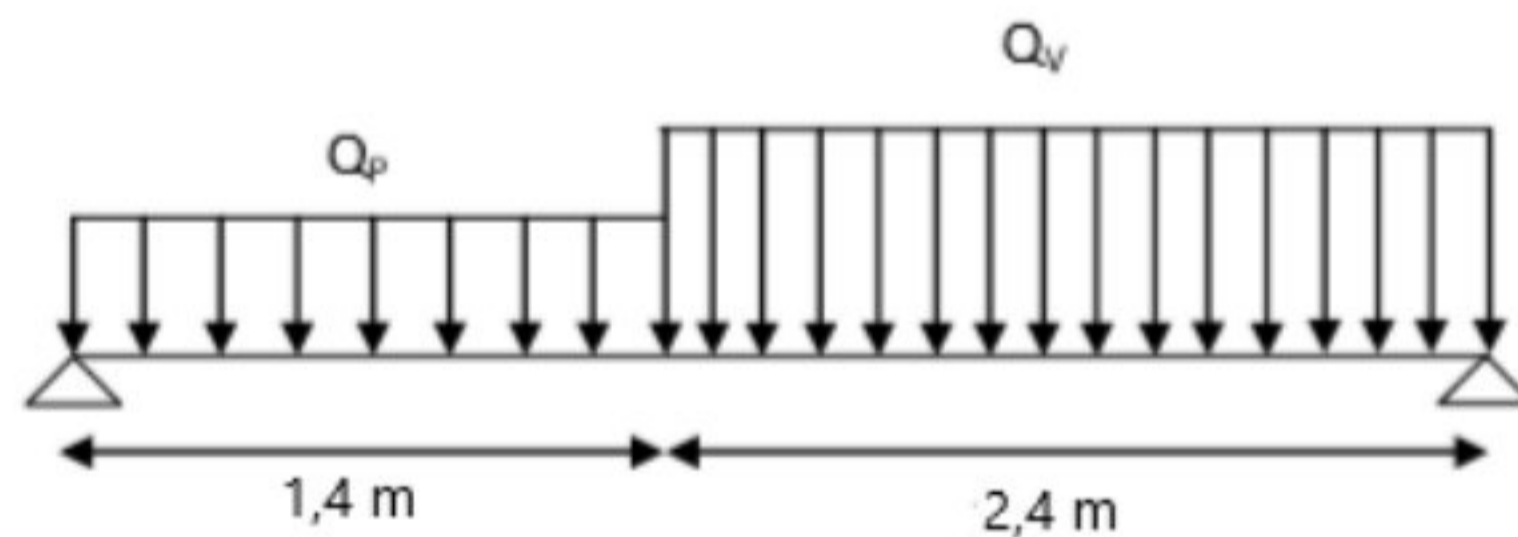


Figure III.21. Schéma statique avec chargement

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Calcul des réactions**

Après calcul de RDM, on trouve :

$$R_A = 24.56 \text{KN}$$

$$R_B = 28.62 \text{KN}$$

• **Calcul des moments**

1^{er} tronçon : $0 < X < 1.4 \text{ m}$

$$M = 24.56 x - 5.54 x^2$$

$$T = 11.09 x - 24.56$$

Pour $x=0 \rightarrow M= 0\text{KN.m}$

$T= -24.56\text{KN}$

Pour $x=1.4 \rightarrow M= 23.52\text{KN.m}$

$T= -9.03\text{KN}$

2^{eme} tronçon : $0 < x < 2.4\text{m}$

$M= 28.62 x - 7.845 x^2$

$T = 15.69 x - 28.62$

Pour $x=0 \rightarrow M= 0\text{KN.m}$

$T= -28.62$

Pour $x=2.4 \rightarrow M= 23.52\text{KN.m}$

$T= 9.036\text{KN}$

Calcul de M^{max} :

$M^{\text{max}} = M(x)$

Calcul de x

$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow x = 1.82\text{m}$

Donc $M^{\text{MAX}} = 37.81\text{KN.m}$

• **Calcul des moments réels**

$M_a = -0.5 M^{\text{max}} = -0.5 \times 37.81 = -18.91\text{KN.m}$

$M_t = 0.85 M^{\text{max}} = 0.85 \times 37.81 = 32.14\text{KN.m}$

➤ **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.28 Tableau de ferraillage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis

En travée							
Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm²/ml)	A min (cm²)	A adoptée (cm²/ml)	St (cm)
32.14	0.115	0.153	0.131	7.05	1.7	7.7=5HA14	20
En appui							
18.91	0.06	0.077	0.135	4.025	1.7	4.52=4HA12	33

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$$

Soit : $A_r = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33\text{cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max} = 28.62\text{KN}$$

$$\tau = \frac{V^{\max}}{bd} = \frac{28.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.21\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{Mpa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales.}$$

• **Verification des espacements**

Armatures principales : $St \leq \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures secondaires : $St \leq \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ condition vérifiée.

➤ **Calcul à l'ELS**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

• **La charge qui revient sur la volée et sur le palier**

$$Q_v = G_v + Q_v = 8.85 + 2.5 = 11.35\text{KN/m}$$

$$Q_p = G_p + Q_p = 5.44 + 2.5 = 7.94\text{KN/m}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. III.29 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
En travée									
17.67	20.68	1.82	18.21	32.14	4.48	12581.16	5.7	15	vérifiée
En appui									
17.67	20.68	1.82	18.21	18.91	3.73	8880.89	3.95	15	vérifiée

• **Etat de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{380} = 0.042 < \frac{1}{6} = 0.062$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau.III.30 Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
3.8	7.7	8.65	11.64	15.48	12581.16	38641.45

Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.48	28450.86	21381.08	17391.81	30465.59	0.53	0.76

➤ **Le palier intermédiaire**

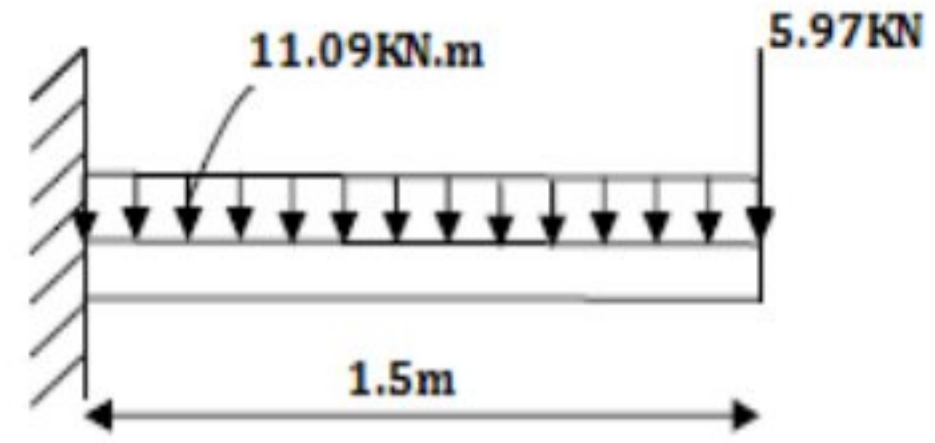
• **Dalle sur un seul appui (une console)**

L_x=1.27m ; L_y=3.20m

➤ **Évaluation des charges**

G_p = 5.43KN/m² ; Q = 2.5 KN/m²

Figure III.22. Schéma statique du palier intermédiaire



P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.09KN

P = G_{mur} x 1.53 = 2.89 x 1.53 = 4.42KN (la charge concentrée due au poids propre du mur).

P = 1.35 x 4.42 = 5.97KN.

➤ **Les sollicitations**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{11.09 \times (1.5)^2}{2} + 5.97 \times 1.5 = 21.43 \text{KN.m}$$

V_u = P_u × l + P = 11.09 x 1.5 + 5.97 → V_u = 22.61KN.

➤ **Ferraillage**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

B = 100 cm ; h = 16 cm ; d = 14 cm ; f_{bu} = 14.2 Mpa.

Tableau III.31 Le ferraillage du palier intermédiaire

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
21.43	0.0769	0.100	0.134	4.594	1.69	5HA12=5.65	20

• **Armatures secondaires :**

A_l = $\frac{A_l}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit: 4HA8 = 3.14cm²/ml

St ≤ min (3e; 33) cm → St = 25 cm

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **L'effort tranchant :**

τ_u = $\frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.61 \times 10^{-3}}{1000 \times 14} = 0.16 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{Mpa}$condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **La contrainte dans le béton**

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau.III.32 Vérification des contraintes à l'ELS.

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
17.88	4.09	10603.73	6.89	15	Vérifiée

• **Armature secondaire :**

$$A_l = \frac{A_{st}}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit: 4HA8 = 2.01 cm²/m

St ≤ min (3e; 33) cm → St=25 cm

• **Vérification de la flèche :**

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

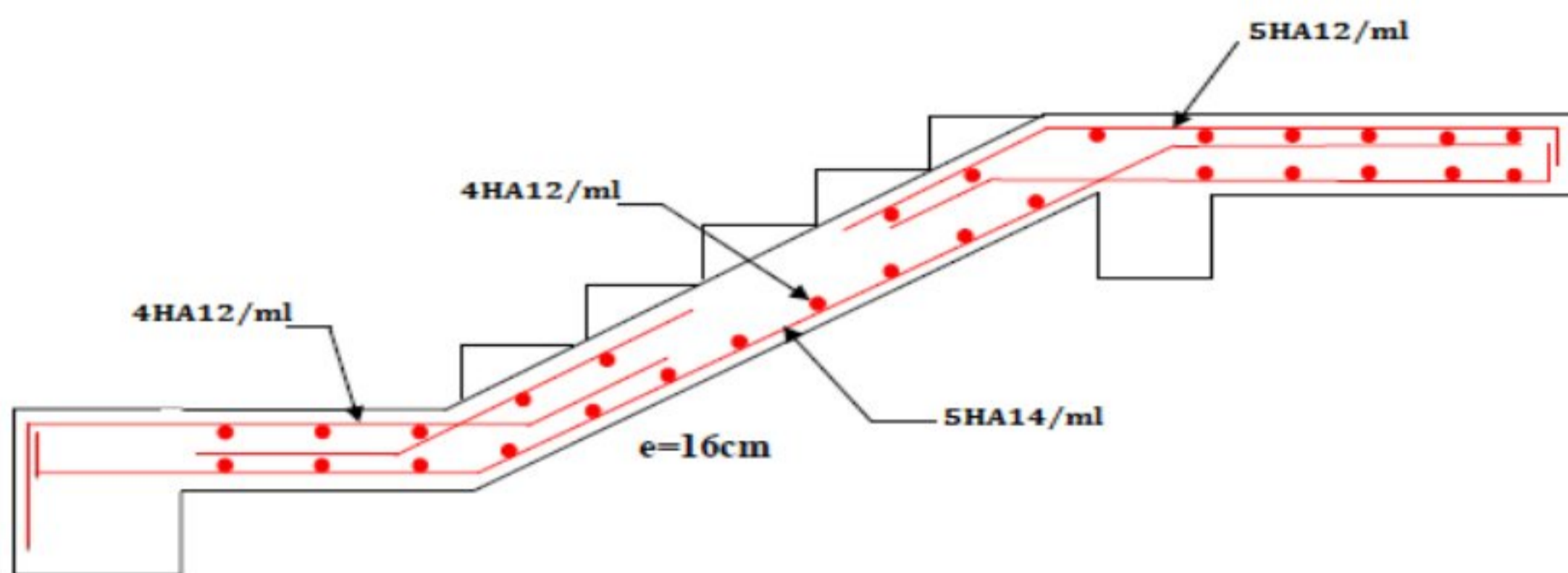
$$\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{3}{80} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5.65 \text{ cm}^2 < 7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 < \frac{M_t}{20 \times M_t} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

les conditions sont vérifiées donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage :**



Figure

III.23.Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5) Poutre palière

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.

- Réactions du palier.
- Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

➤ **Dimensionnement**

• **Selon la condition de rigidité**

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{330.01}{15} \leq h \leq \frac{330.01}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33$$

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

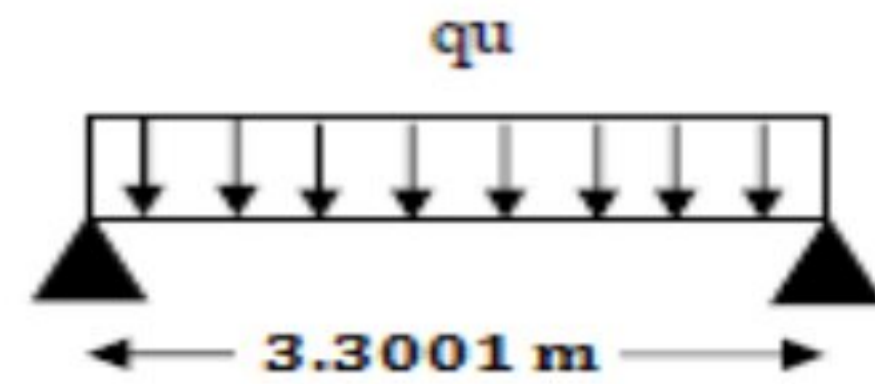


Figure III.24. schéma statique de la Poutre palière avec chargement

• **Vérification des conditions du RPA 99 version 2003**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 25\text{cm} \\ h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{cases}$$

➤ **Calcul de la poutre palière**

• **Charge revenant à la poutre palière :**

Poids propre de la poutre :

$$G_p = 0.35 \cdot 0.3 \cdot 25 = 2.625 \text{KN/ml}$$

Charge revenant à l'escalier :

$$\begin{cases} \text{ELU} = 28.62 \text{KN/m} \\ \text{ELS} = 20.68 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = (1.35 \cdot 2.625) + 28.62 = 32.16 \text{KN/ml} \\ q_s = 2.625 + 20.68 = 23.305 \text{KN/ml} \end{cases}$$

• **Sollicitations**

$$M^{\max} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 43.78 \text{KN.m} \quad ; \quad V^{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 53.065 \text{KN}$$

En travée $\Rightarrow 0.85 \cdot M^{\max} = 37.21 \text{KN.m}$

En appuis $\Rightarrow 0.5 \cdot M^{\max} = 21.89 \text{KN.m}$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

• **Armature longitudinale :**

• **Ferraillage à l'ELU :**

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

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

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.33 Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S).

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	37.21	A	0.085	0.111	0.253	3.49	1.16	

Appui	-21.84		0.050	0.064	0.31	2.03		Vérifiée
--------------	--------	--	-------	-------	------	------	--	-----------------

• **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b \times d} = \frac{53.055 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0.552 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

• **Armatures transversales :**

On fixe $St = 20 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans} .

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $A_{trans} = 0,6 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul du ferrailage à la torsion :**

• **Moment de torsion :** $M_{tor} = \frac{M_a \times A \times l}{a}$

$$M_{tor} = 21.89 \text{ KN.m}$$

Tel que : M_B est le moment en appui associé à la poutre palière lors du calcul de l'escalier.

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

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

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

• **Armatures longitudinales :**

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \varnothing = \min(b, h) = 30 \text{ cm} \\ e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 750 \text{ cm}^2 \\ U = 2(b + h) = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_l^{tor} = \frac{21.89 \times 10^{-3} \times 1,1 \times 1,15}{2 \times 0,075 \times 348} = 4,61 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} \text{ on fixe } St = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_{trans}^{tor} = 0,84 \text{ cm}^2$$

• **Contrainte de cisaillement à la torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{21.89 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05}$$

$$\Rightarrow \tau^{tor} = 2,92 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la contrainte globale :**

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

Avec : $\tau_{total} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0,552^2 + 2,92^2} = 2,97 \text{ MPa}$

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

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

➤ **Ferraillage global**

$$\text{En travée : } A_{st} = A_t^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,49 + \frac{4,61}{2} = 5,79 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,79 cm²

$$\text{En appui : } A_{sa} = A_a^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,03 + \frac{4,61}{2} = 4,33 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4.62 cm²

• **Armature transversales :** $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,6 + 0,84 = 1,44 \text{ cm}^2$

Soit : 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + une épingle), St=15 cm.

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

• **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau.III.34 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	26.96	11.73	57987.05	5.45	15	Vérifiée
En appui	15.86	10.06	48630.12	3.20	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

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

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} > 28 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6,79 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

3) $L = 3.30\text{ m} < 8\text{ m}$ **... Vérifiée**

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

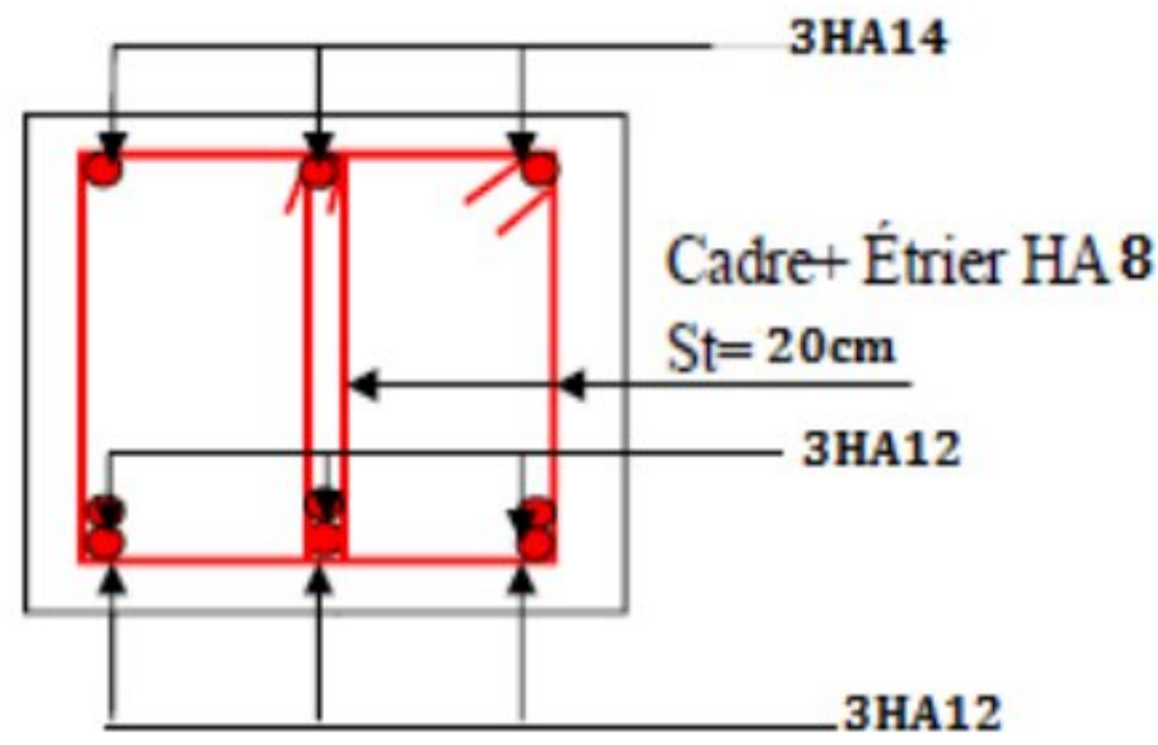


Figure III.25. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6) Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural 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 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 fera pour une bande de un mètre linéaire.

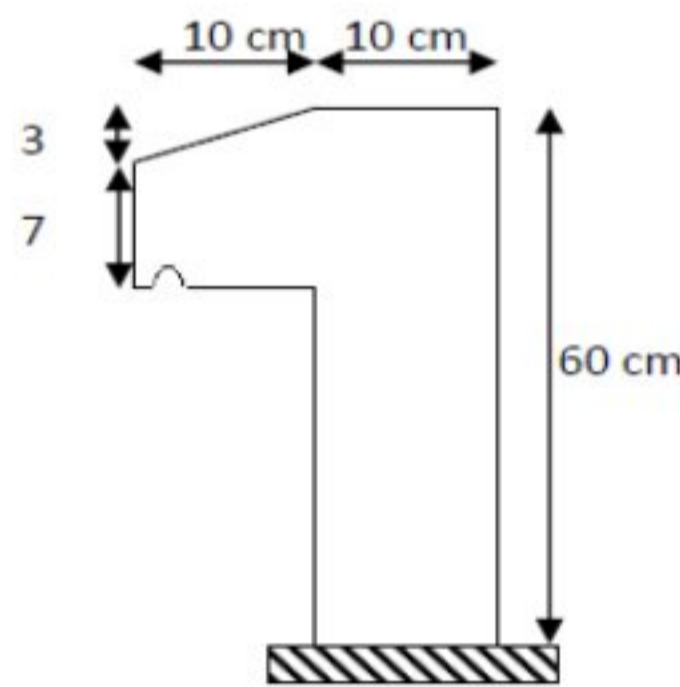


Figure.III.26.Acrotère

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Verticales :**

Tableau III.35 Évaluation des charges revenant à l'acrotère

Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0.0685	25	1.72
Enduit de ciment intérieur	2	0.018	20	0.36
Enduit de ciment extérieur	2	0.020	20	0.4

Charge permanente	G=2.48KN/ml
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml

• **Horizontales** : (dues au séisme).

$F_p = 4 * A * C_p * W_p$ D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

F_p : une force horizontale due au séisme

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

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

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : • Groupe d'usage : A = 0.15

$$C_p = 0.8$$

$W_p = 2.48 \text{ KN/ml}$

• Zone II_a(Bejaia)

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.48 \Rightarrow F_p = 1.2 \text{ KN}$$

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

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Calcul du centre de pression**

$$X_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} \quad ; \quad Y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad ; \quad \sum A_i = S$$

A.N :

$$X_c = \frac{0.6 * 0.1 * \left(\frac{0.1}{2}\right) + 0.07 * 0.1 * \left(0.1 + \frac{0.1}{2}\right) + 0.03 * 0.1 * 0.5 * \left(0.1 + \frac{0.1}{3}\right)}{0.0685}$$

$$x_c = 0.062 \text{ m}$$

$$y_c = 0.329 \text{ m}$$

• **Moments engendré par les efforts normaux** :

$$N_G = 2.48 \text{ KN /ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

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

$$F_p = 1.2 \text{ KN} \Rightarrow M_{FP} = F_p * y_c = 1.2 * 0.329 \Rightarrow M_{FP} = 0.395 \text{ KN.m}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement

Tableau.III.36 Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + F _p	1.35*G + 1.5*Q

N (KN)	2.48	3.348	2.48
M (KN)	1.295	0.9	0.6

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.295}{2.48} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = 0.016 \text{ m}$$

↳ $e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$e_2 = e_1 + e_a ; \text{ Tel que } e_a : \text{ Excentricité additionnelle.}$$

e_1 : Excentricité structurale (résultat des Contraintes normales avant application Des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right) = 2\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 0.52 + 0.02 = 0.54$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \emptyset)}{10^4 * h} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

\emptyset : Le rapport de la déformation finale du au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864\text{cm.}$$

$$\text{D'où : } e_t = e_2 + e_3 = 54 + 0.864 = 54.89\text{cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.48\text{KN} \text{ et } M_u = N_u * e_t = 2.48 * 0.5489 = 1.36\text{KN}$$

➤ **Ferraillage :**

A L'ELU :

$$h = 10\text{cm} ; d = 7\text{cm} ; b = 100\text{cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

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

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

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

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.36 + 2.48 * (0.07 - \frac{0.1}{2}) = 1.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.41 * 10^{-3}}{1 * 0.07^2 * 14.2} = 0.0203 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'ou: $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0256$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0692$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.41 * 10^{-3}}{0.0692 * 348} = 0.585 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.585 * 10^{-4} - \frac{2.48 * 10^{-3}}{348} = 0.5137 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.07 * \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\phi 6 (1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

• **Espacement**

1) Armatures principales : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte **St=25cm**.

2) Armatures de répartition : $St \leq 52/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte **St=13cm**.

• **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min (0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (3.75, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_p + Q) = 1.5 * 2.2 = 3.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3.3 * 10^{-3}}{1 * 0.07} = 0.0471 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ pas de risque de cisaillement

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3300}{0.9 * 0.07 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.695 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \Psi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ **ELS : (vérification des contraintes)**

$$d = 0.07 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.48} = 0.242 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 0.07 - 0.242 = -0.2177 \text{ m} (c < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

⇒ **c à l'extérieur de la section.**

$$Y_{ser} = y_c + c$$

$$Y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^2 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$\begin{cases} p = -3 * 0.172^2 + (0.07 + 0.172) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.0843 \text{ m}^2 \\ q = -2 * 0.172^3 + (0.07 + 0.172)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.012 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.22 \text{ m}$, Donc, $y = 0.048 \text{ m}$

• **Calcul des contraintes**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A (d - y) = 1.0857 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.109 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 7.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, \text{ FN} \end{cases}$$

• Schéma de ferrailage :

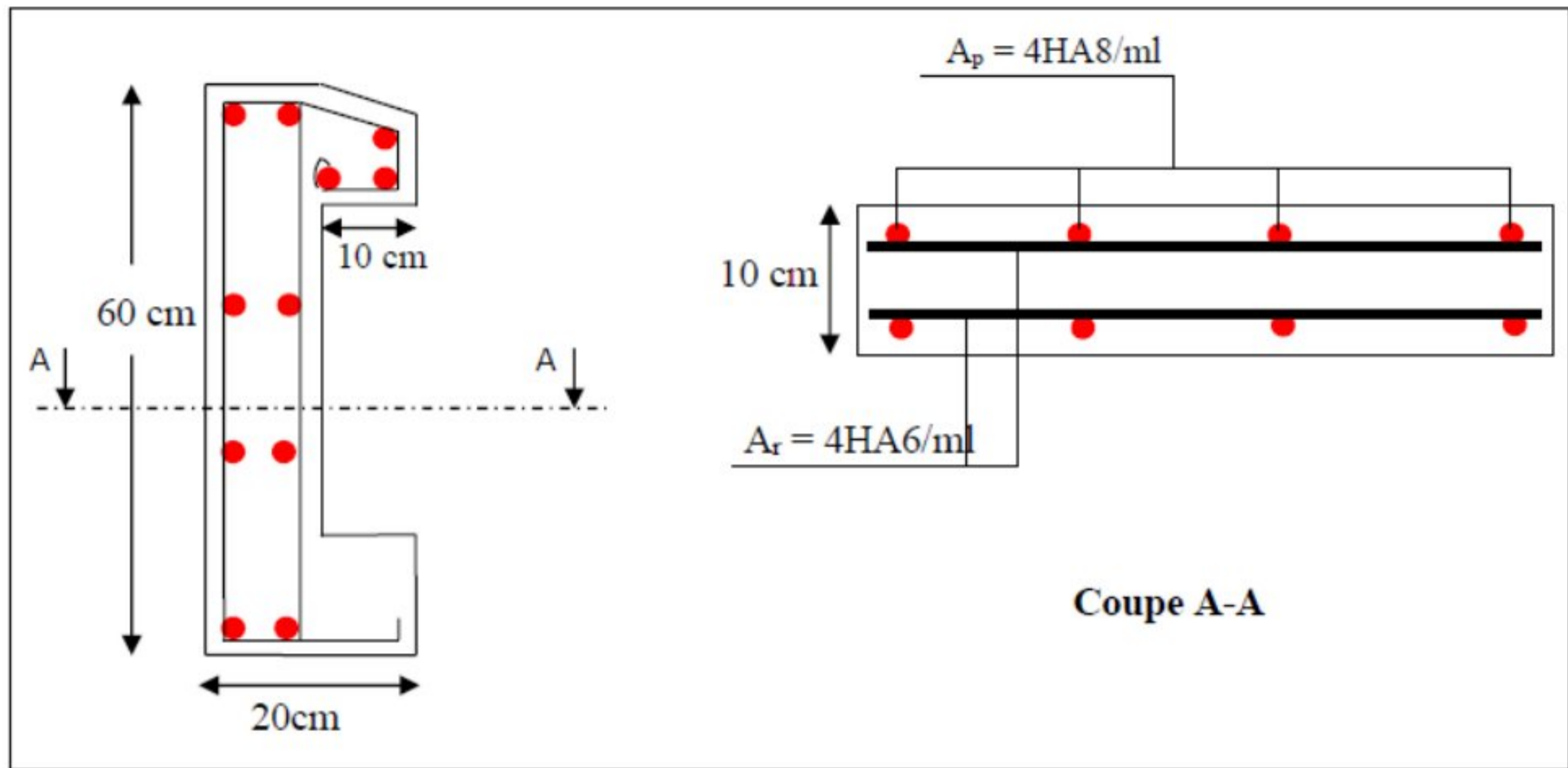


Figure.III.27.Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.1) Introduction

Dans tous les chapitres précédents nous avons considéré que la structure est soumise à des sollicitations statiques. Les charges verticales étaient supposées s'exercer d'une manière permanente et le facteur temps n'a jamais intervenu dans les calculs. Ce chapitre est lui entièrement tourné vers les risques sismiques que pourrait subir notre structure. Ceci car elle est située sur une zone de sismicité moyenne. L'action du séisme est l'un des problèmes majeur que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.

IV.2) Modélisation

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

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

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

➤ Méthodes de calcul

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, le RPA99 propose deux méthodes :

- **Méthode statique équivalente :**

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

- **Méthode dynamique :** qui regroupe
 - Méthode modale spectrale
 - Méthode dynamique par accélérogramme.

N.B :

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié donc,

La méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

➤ **Présentation de la méthode spectrale**

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

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

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

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de :

$$0,8 \frac{V_{\text{st}}}{V_{\text{dyn}}}$$

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

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

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

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 :

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

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

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

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

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0

4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\Rightarrow \begin{cases} Q_x = 1,0 \\ Q_y = 1,1 \end{cases}$$

Avec :

D : Facteur d'amplification dynamique.

W : Poids total de la structure.

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{RPA9 /2003 (Formule4.5)})$$

Avec :

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

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

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

$\Rightarrow \beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas et à l'aide du logiciel ETABS, on a : $W = 22433.3478\text{KN}$

Facteur d'amplification dynamique :

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

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

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

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

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

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

$\xi = 10\%$ (**RPA99/2003 (Tableau 4.2)**)

D'où $\eta = 0.76$

On a un site Ferme $S_2 \Rightarrow \{T_2 = 0.5\text{s}(\text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)})$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

$$\text{Donc : } \begin{cases} T = C_T H^{3/4} (\text{RPA99/2003 (Formule 4.6)}) \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} (\text{RPA99/2003 (Formule 4.7)}) \end{cases}$$

Tels que :

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

H = 28 m : hauteur totale du bâtiment.

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

Avec ; $\begin{cases} L_x = 23.10 \text{ m} \\ L_{y1} = 12.30\text{m}; L_{y2} = 12\text{m} \end{cases}$

On aura : $\begin{cases} T_x = \min(0.61 ; 0,52) = 0,52\text{s} \\ T_y = \min(0.61; 0.72; 0.73) = 0,61\text{s} \end{cases}$

D'où la valeur de T calculé à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celle des valeurs estimées de 30% :

T numérique ≤ 1,3 T empirique

Selon X-X :

T numérique = 0,526s < 1,3 Tx = 1,3 × 0,52 = 0,676 s.....**Vérifiée**

Selon Y-Y :

T numérique = 0,328 s < 1,3 Ty = 1,3 × 0,61 =0,793 s.....**Vérifiée**

D'où : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.44 \\ D_y = 2.19 \end{cases}$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x^{st} = 1258.81\text{KN} \\ V_y^{st} = 1250.23\text{KN} \end{cases}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

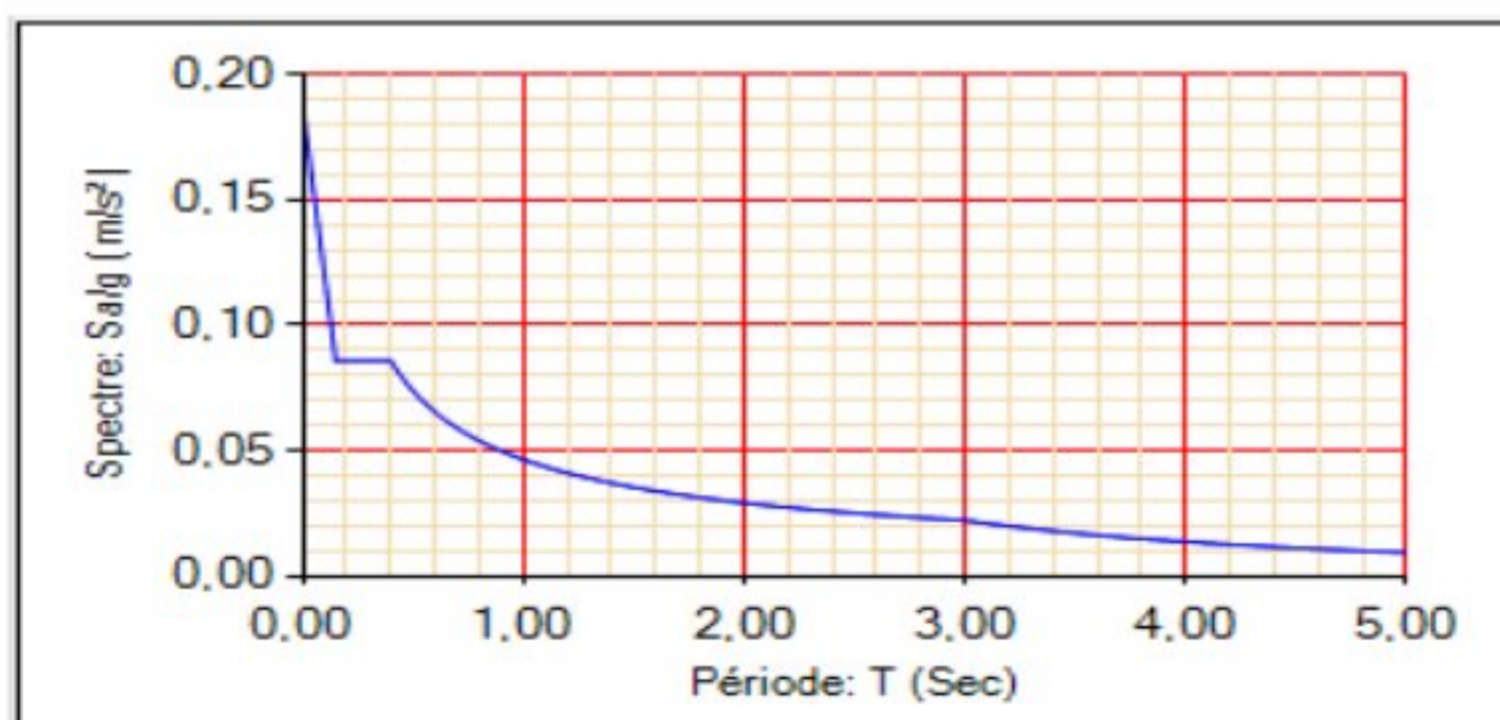


Figure IV.1) Spectre de réponse sens X-X et sens Y-Y

➤ Disposition des voiles

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous illustrons dans ce qui suit la disposition adoptée :

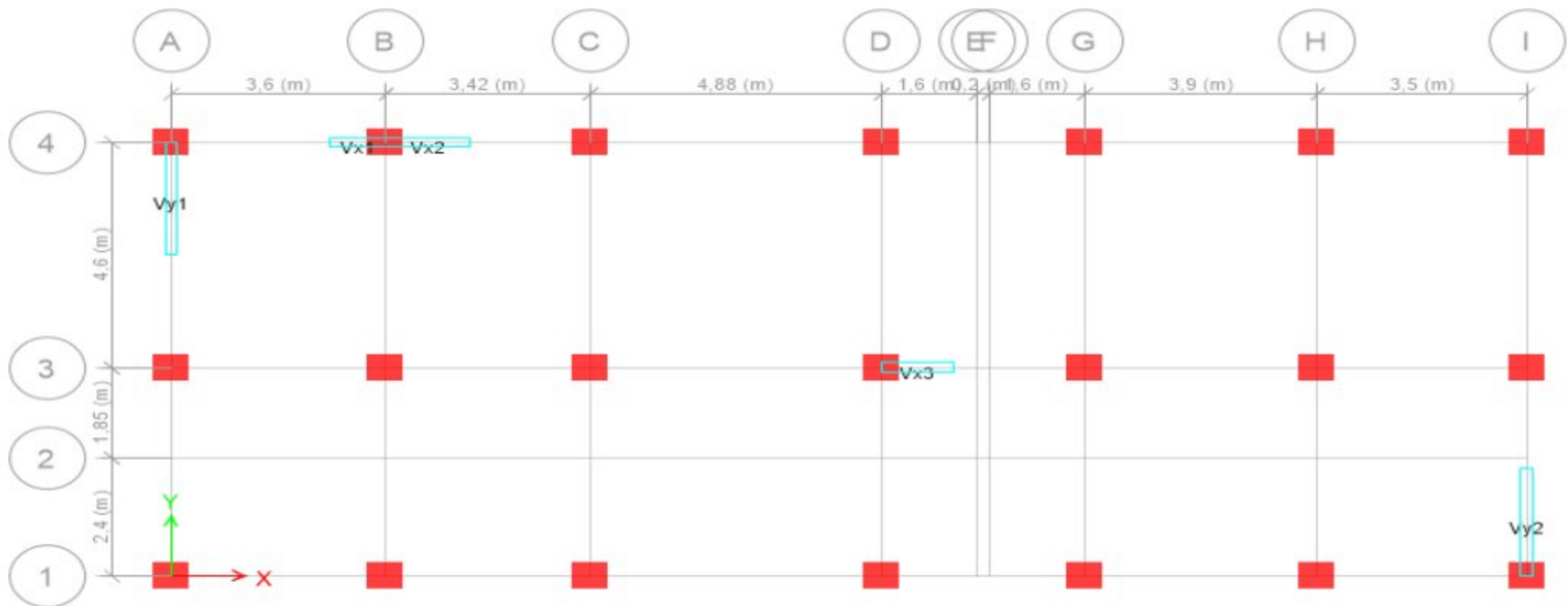


Figure IV.2) disposition des voiles adoptés

IV.3) Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ETABS 2016

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

➤ Modes de vibration et taux de participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%.

Tableau IV.2 période et taux de participation massique

Modes	Période (s)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy %	Sum Ux (%)	Sum Uy (%)
Mode 1	0.773	1.952E-05	0.7133	0.00001952	0.7133
Mode 2	0.683	0.739	2.195E-05	0.739	0.7133
Mode 3	0.617	0.0012	0.0003	0.7402	0.7136
Mode 4	0.238	0.0022	0.1426	0.7424	0.8562
Mode 5	0.223	0.1284	0.0028	0.8708	0.859
Mode 6	0.184	0.001	1.311E-05	0.8718	0.859
Mode 7	0.121	0.048	0.0027	0.9198	0.8617
Mode 8	0.117	0.002	0.0568	0.9217	0.9185

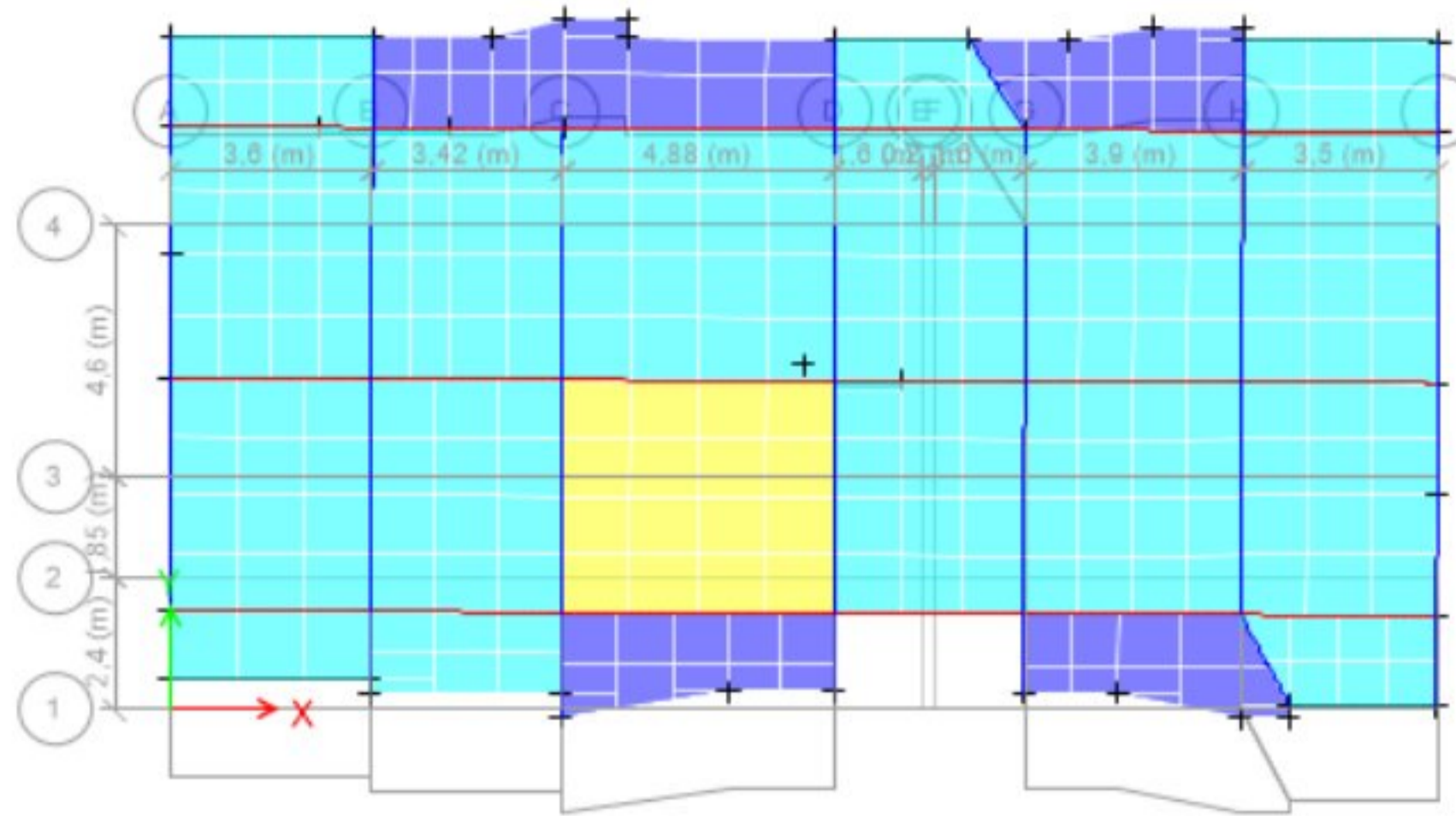


Figure IV.3) mode 1 translation suivant Y-Y

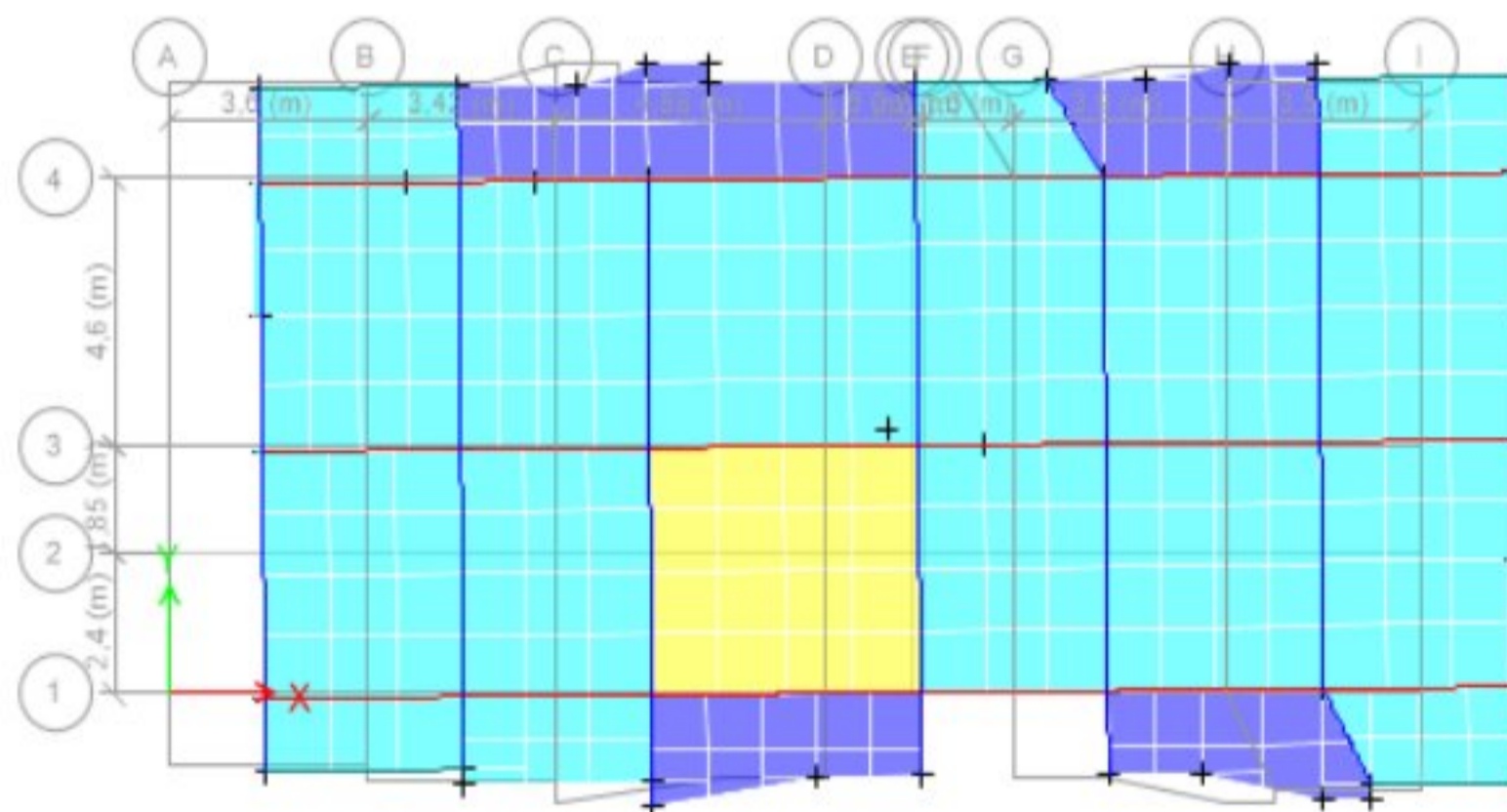


Figure IV.4) mode 2 translation suivant X-X

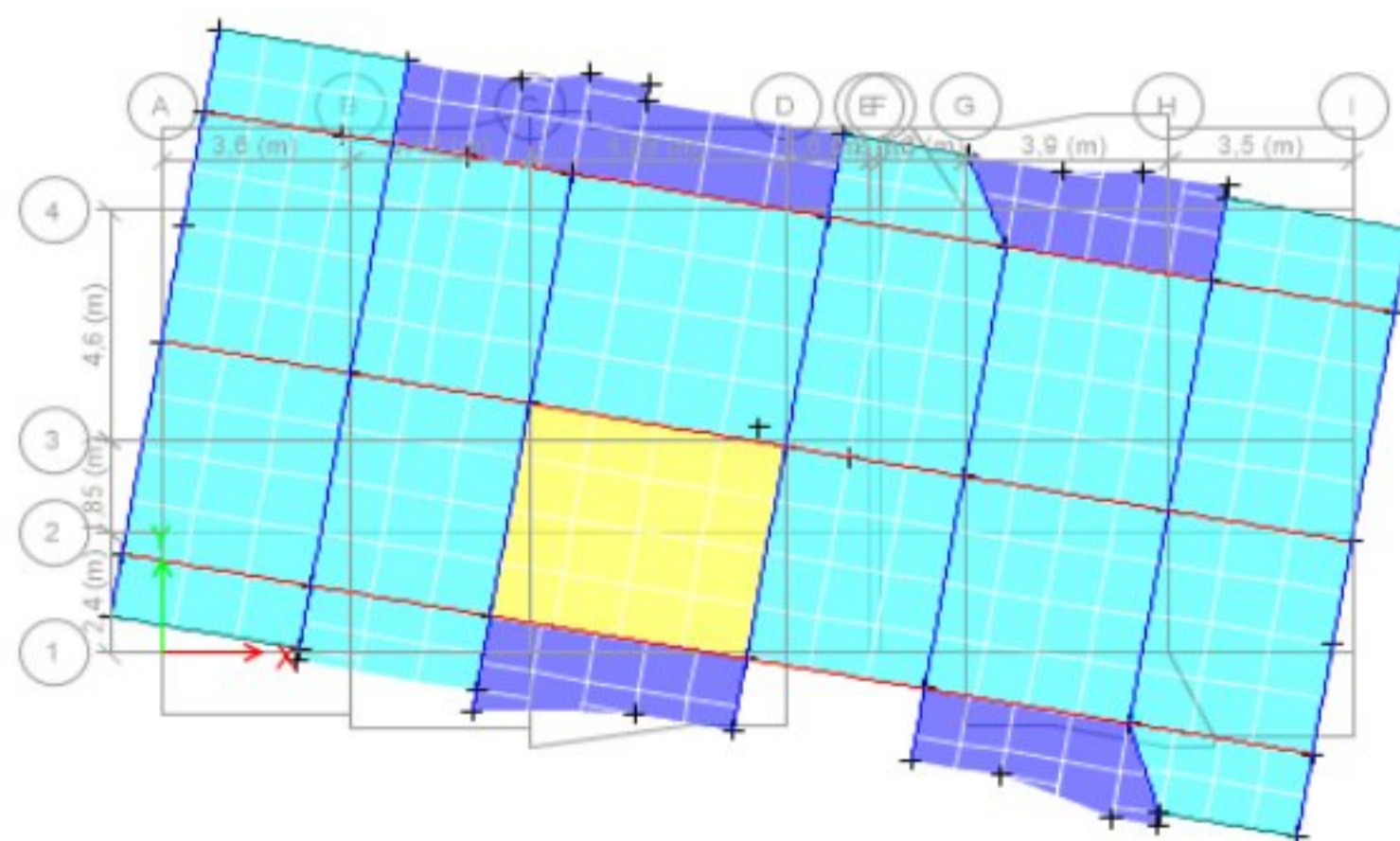


Figure IV.5) mode 3 rotation suivant Z-Z

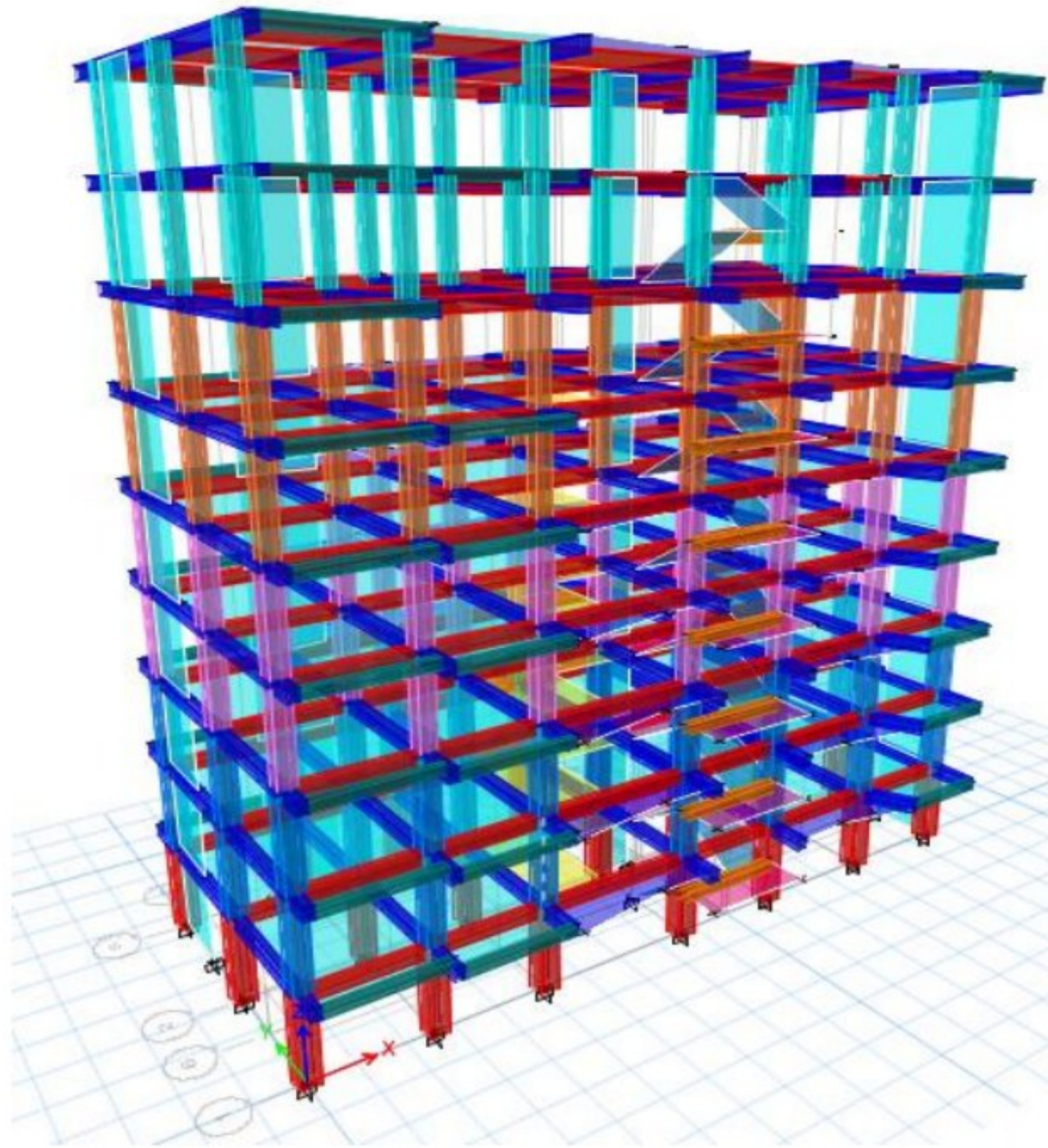


Figure.IV.6) vue en 3D obtenu par le logiciel ETABS

➤ **Justification de l'interaction voiles-portiques :**

• **Sous charges verticales (Y-Y)**

Les **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

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

- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

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

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

Tableau IV.3 Charges verticales y-y reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 8	-2279.505	-523.6716	-2803.1763	81.32	18.68	Vérifiée
Etage 7	-4396.382	-1074.558	-5470.9396	80.36	19.64	Vérifiée
Etage 6	-6741.053	-1534.281	-8275.3337	81.46	18.54	Vérifiée
Etage 5	-9039.494	-2027.678	-11067.172	81.68	18.32	Vérifiée
Etage 4	-11550.81	-2379.501	-13930.31	82.92	17.08	Vérifiée

Etage 3	-13985.82	-2804.754	-16790.573	83.30	16.70	Vérifiée
Etage 2	-16669.03	-3058.228	-19727.253	84.50	15.50	Vérifiée
Etage1	-19242.33	-3419.006	-22661.34	84.91	15.09	Vérifiée
RDC	-22052.48	-3598.63	-25651.111	85.97	14.03	Vérifiée

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

➤ **Sous-charges horizontales (X-X)**

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

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

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

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

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

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Charges horizontales x-x reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 8	225.3467	74.2294	299.5761	75.22	24.78	Vérifiée
Etage 7	233.4011	123.1058	356.5069	65.47	34.53	Vérifiée
Etage 6	356.887	124.9658	481.8528	74.07	25.93	Vérifiée
Etage 5	396.4745	181.3226	577.7971	68.62	31.38	Vérifiée
Etage 4	420.387	193.8528	614.2398	68.44	31.56	Vérifiée
Etage 3	509.6453	215.6017	725.247	70.27	29.73	Vérifiée
Etage 2	593.7758	254.8702	848.646	69.97	30.03	Vérifiée
Etage1	560.9986	270.5702	831.5688	67.46	32.54	Vérifiée
RDC	525.2997	369.7411	895.0408	58.69	41.31	Vérifiée

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

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

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

B_c : Section transversale du béton

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

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

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Pot RDC	60	55	3300	1922.8232	0.233	vérifiée
Pot 1+2	55	50	2750	1634.1641	0.238	vérifiée
Pot 3+4	50	45	2250	1132.0488	0.201	vérifiée
Pot 5+6	45	40	1800	673.2787	0.150	vérifiée
Pot 7+8	40	35	1400	320.5301	0.092	vérifiée

On remarque que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux.

➤ **Vérification des déplacements :**

Selon le **RPA99 (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 :

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

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

Tels que :

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

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

R : Coefficient de comportement.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niveau	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
RDC	0.056	0.28	0	0.28	306.0	0.092	Vérifiée
Etage 1	0.1674	0.837	0.28	0.56	306.0	0.182	Vérifiée
Etage 2	0.2974	1.487	0.837	0.65	306.0	0.212	Vérifiée
Etage 3	0.4363	2.1815	1.487	0.69	306.0	0.227	Vérifiée
Etage 4	0.5728	2.864	2.1815	0.68	306.0	0.223	Vérifiée

Etage 5	0.7049	3.5245	2.864	0.66	306.0	0.216	Vérifiée
Etage 6	0.8231	4.1155	3.5245	0.59	306.0	0.193	Vérifiée
Etage 7	0.9263	4.6315	4.1155	0.52	306.0	0.169	Vérifiée
Etage 8	1.0096	5.048	4.6315	0.42	306.0	0.136	Vérifiée

Tableau IV.7 Vérification des déplacements (**Sens y-y**)

Niveau	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	Observation
RDC	0.0605	0.303	0.000	0.30	306.0	0.099	Vérifiée
Etage 1	0.1896	0.948	0.303	0.65	306.0	0.211	Vérifiée
Etage 2	0.3547	1.774	0.948	0.83	306.0	0.270	Vérifiée
Etage 3	0.5386	2.693	1.774	0.92	306.0	0.300	Vérifiée
Etage 4	0.7253	3.627	2.693	0.93	306.0	0.305	Vérifiée
Etage 5	0.9084	4.542	3.627	0.92	306.0	0.299	Vérifiée
Etage 6	1.0777	5.389	4.542	0.85	306.0	0.277	Vérifiée
Etage 7	1.2325	6.163	5.389	0.77	306.0	0.253	Vérifiée
Etage 8	1.371	6.855	6.163	0.69	306.0	0.226	Vérifiée

D'après le (tableau IV.6) et (tableau IV.7) nous constatons que les déplacements relatifs

sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage,

Ce qui signifie que la condition est vérifiée.

➤ **Justification des effets P- Delta :**

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

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

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

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

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

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

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

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

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Vérification de l'effet P-Delta.(Sens X-X)

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
RDC	306.0	22433.348	0.28	1007.537426	0.020	Vérifiée
Etage 1	360.0	19789.907	0.56	985.3616635	0.031	Vérifiée
Etage 2	360.0	17229.049	0.65	941.1885506	0.033	Vérifiée
Etage 3	360.0	14668.191	0.69	874.7845824	0.032	Vérifiée
Etage 4	360.0	12181.884	0.68	786.7043745	0.029	Vérifiée
Etage 5	360.0	9695.5755	0.66	679.1314233	0.026	Vérifiée
Etage 6	360.0	7275.7851	0.59	551.7413054	0.022	Vérifiée
Etage 7	306.0	4852.3016	0.52	400.4540464	0.020	Vérifiée
Etage 8	360.0	2489.3082	0.42	233.8461037	0.012	Vérifiée

Tableau IV.9 Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y)

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
RDC	306.0	22433.348	0.30	1005.220425	0.022	Vérifiée
Etage 1	360.0	19789.907	0.65	982.9542929	0.036	Vérifiée
Etage 2	360.0	17229.049	0.83	937.2403561	0.042	Vérifiée
Etage 3	360.0	14668.191	0.92	874.5765392	0.043	Vérifiée
Etage 4	360.0	12181.884	0.93	788.8329641	0.040	Vérifiée
Etage 5	360.0	9695.5755	0.92	687.3986833	0.036	Vérifiée
Etage 6	360.0	7275.7851	0.85	564.274841	0.030	Vérifiée
Etage 7	360.0	4852.3016	0.77	417.811808	0.025	Vérifiée
Etage 8	360.0	2489.3082	0.69	249.66123	0.019	Vérifiée

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Tableau IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Sens	$0.8 V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	Observation
X-X	1007.047841	1007.5374	Vérifiée
Y-Y	1000,186805	1005,2204	Vérifiée

On remarque que $V_{\text{dyn}} > 0,8V_{\text{st}}$ dans les deux sens.

V.1) Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, ferrailés et bien disposés. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL91**.

V.2) Etude des poutres :

Les poutres ont pour objectif la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux .elles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant qui permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et un effort tranchant qui permet de déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS2016 Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

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

Tableau V.1 Dimensions des poutres

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

• **Recommandations du RPA99/V2003**

➤ **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

➤ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

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

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

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

- $st \leq \min (h/4 ; 12\emptyset)$ dans la zone nodale.
- $st \leq h/2$ dans la zone courante.

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

Sollicitation et ferrailage des poutres

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

Les armatures longitudinales :

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

TableauV.1. Sollicitations des poutres non associées aux voiles

Niv	Poutres	Aire (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et Etage courant	P.P	30x40	Appui	24,6072	52,627 5	6	2,08	3HA16=6,03
			Travée	-49,5741			3,89	3HA16=6,03
	P.S	30x40	Appui	40,238	80,578 7	6	3,44	3HA16=6,03
			Travée	-72,7601			6,45	3HA16+1HA10=6,82
Terrasse inaccessible	P.P	30x40	Appui	20,88	44,535	6	1,75	3HA16=6,03
			Travée	-50,2005			3,94	3HA16=6,03
	P.S	30x40	Appui	44,4434	92,600 7	6	3,82	3HA16=6,03
			Travée	-89,279			8,09	3HA16+3HA10=8,39

TableauV.3 Sollicitations et ferrailage des poutres associées aux voiles.

Niv	Poutres	Aire (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et Etage courant	P.P	30x40	Appui	18,2543	29,688	6	1,52	3HA16=6,03
			Travée	-29,709			2,51	3HA16=6,03
	P.S	30x40	Appui	24,4052	29,594	6	2,07	3HA16=6,03
			Travée	-56,634			4,93	3HA16=6,03
Terrasse inaccessible	P.P	30x40	Appui	13,874	27,099	6	1,15	3HA16=6,03
			Travée	-28,656			2,42	3HA16=6,03
	P.S	30x40	Appui	16,1871	20,151	6	1,35	3HA16=6,03
			Travée	-49,909			4,32	3HA16= 6,03

➤ **Vérification des armatures selon le RPA99 (Art 7.5.2.1)**

• **Pourcentage maximal d'armatures longitudinales dans les sections**

• **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\% b. h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ Zone courante

$A_{max} = 6\% b. h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement

• **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b. h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ Zone courante

$A_{max} = 6\% b. h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement

• **Pourcentage minimal d'armatures longitudinales dans les sections**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h$$

• **Poutres principales :** $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

• **Poutres principales :** $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

• **Les longueurs de recouvrement :**

Selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)** en zone IIa, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm, on adopte : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm, on adopte : } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm, on adopte : } L_r = 60 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

Poutres principales et poutres secondaires (30×40) cm²

$$\emptyset \leq \min \left(1,4 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) \rightarrow \emptyset \leq \min(1,4 ; 1,14 ; 3)$$

Donc on prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\emptyset^2 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Espacements des barres :**

• **Calcul de St : Selon le RPA (Art 7.5.2.2)**

Zone nodale : $st \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \emptyset_{\min} \right)$

Zone courante : $st \leq \frac{h}{2}$

• **zone nodale :**

$$St \leq \min (10 ; 16,8) \rightarrow st \leq 10 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10cm pour les poutres principales et secondaires sur une

Longueur de $l = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

• **zone courante :**

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm pour les poutres principales et secondaires.

➤ **Vérification de la section d'armature transversale minimale :**

On vérifie que : $A_{\text{trns}}^{\text{RPA min}} = 0.3\%(st \times b) < A_t^{\text{Calculé}}$

Poutres principales et secondaires :

$$A_{\text{trns}}^{\text{RPA min}} = 0.3\%(15 \times 30) = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{Calculé}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Tableau V.4 Armatures transversales dans les poutres.

Niveau	Poutre		$A_{trns}^{calculée} (cm^2)$	$A_{trns}^{min} (cm^2)$	St (cm)	
					Z.Nodale	Z.Courante
RDC et étage courant	P.P	Ø8	4Ø8 = 2,01	1,35	10	15
	P.S				10	15
Terrasse inaccessible	P.P	Ø8	4Ø8 = 2,01	1,35	10	15
	P.S				10	15

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

➤ **Vérifications à l'ELU**

Contrainte tangentielle maximale

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.5 Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres.

Niveau	Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC et étage courant	P.P	52,6275	0,50	3,33	Vérifiée
	P.S	80,5787	0,77		Vérifiée
Terrasse inaccessible	P.P	44,535	0,42	3,33	Vérifiée
	P.S	92,6007	0,88		Vérifiée

N.B : les Contraintes tangentielles sont vérifiées donc il n' ya pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

Etat limite de compression du béton

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.6 Vérification de l'état limite de compression dans les poutres.

Niveau	Poutres	Local	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC et étages courant	P.P	Travée	17,7882	11,82	65113,9	3,23	15	Vérifiée
		Appui	-35,6632	11,82	65113,9	6,47		Vérifiée
	P.S	Travée	28,9548	11,82	65113,9	5,25	15	Vérifiée
		Appui	-52,6696	12,47	71316,9	9,21		Vérifiée
Terrasse inaccessible	P.P	Travée	15,4272	11,82	65113,9	2,80	15	Vérifiée
		Appui	-36,192	11,82	65113,9	6,57		Vérifiée
	P.S	Travée	32,0943	11,82	65113,9	5,83	15	Vérifiée
		Appui	-64,7464	13,44	82776,46	10,51		Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

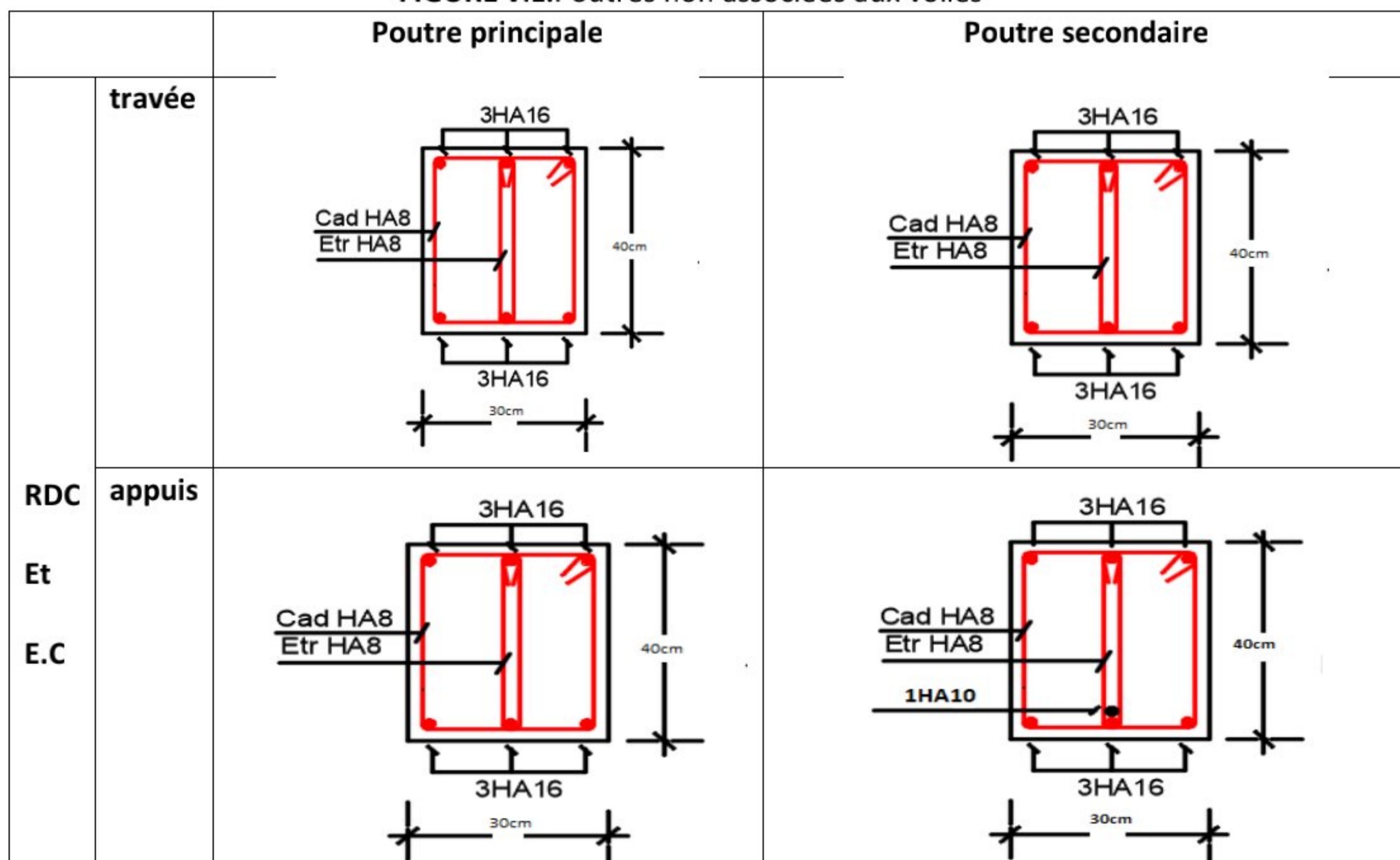
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots (1) \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \\ l \leq 8m \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Tableau V.7 Armatures Vérification de l'état limite de déformation dans les poutres.

Niveau	Poutres	L(m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
RDC et étage courant	P.P	4,60	6,03	0,087 > 0,0625	0,087 > 0,044	0,0057 < 0,011
	P.S	4,88	6,03	0,082 > 0,0625	0,082 > 0,060	0,0057 < 0,011
Terrasse inaccessible	P.P	4,60	6,03	0,087 > 0,0625	0,087 > 0,038	0,0057 < 0,011
	P.S	4,88	6,03	0,082 > 0,0625	0,082 > 0,067	0,0057 < 0,011

N.B : les conditions de l'état limite de déformation sont vérifiées donc pas besoin de vérifier la flèche.

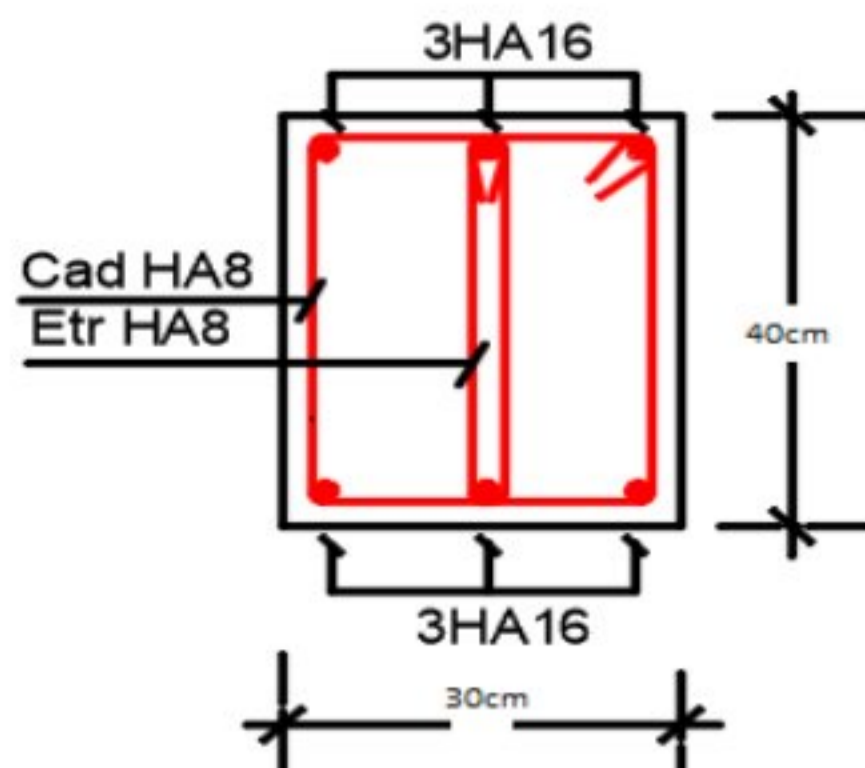
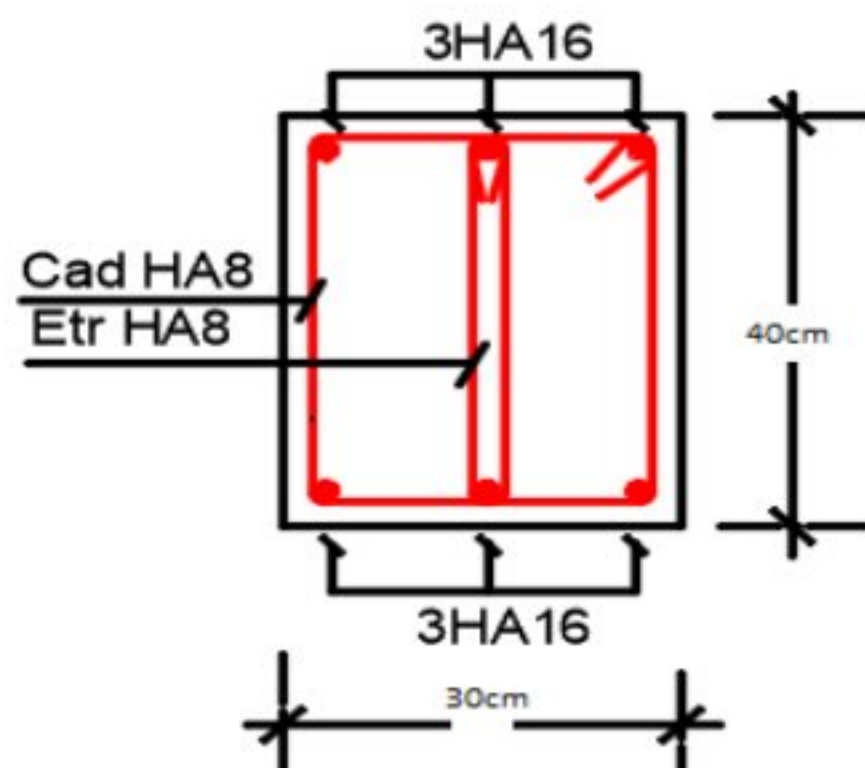
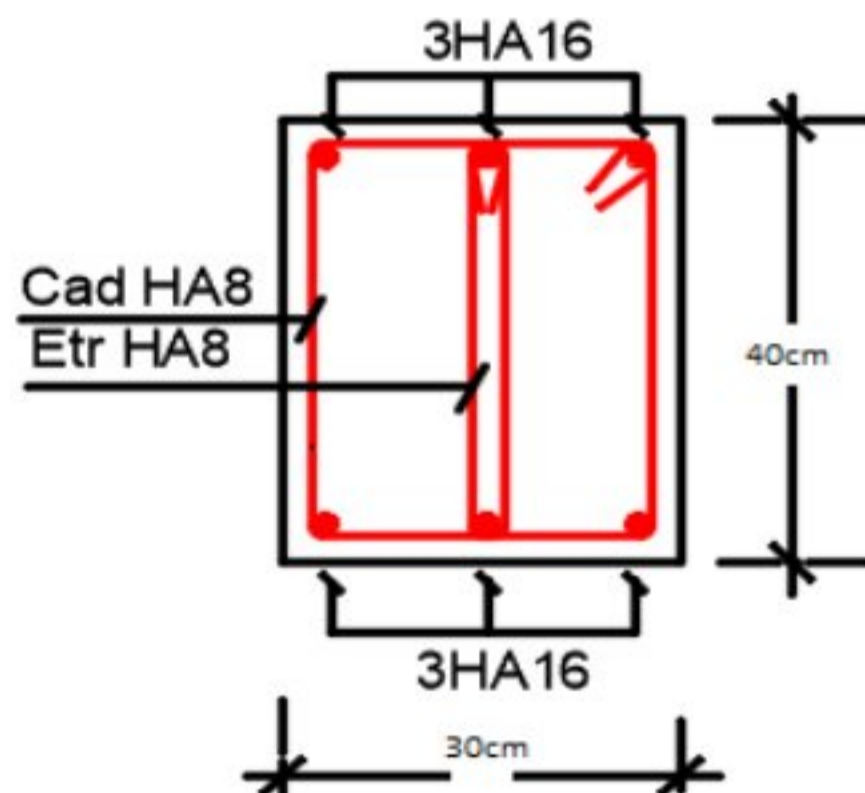
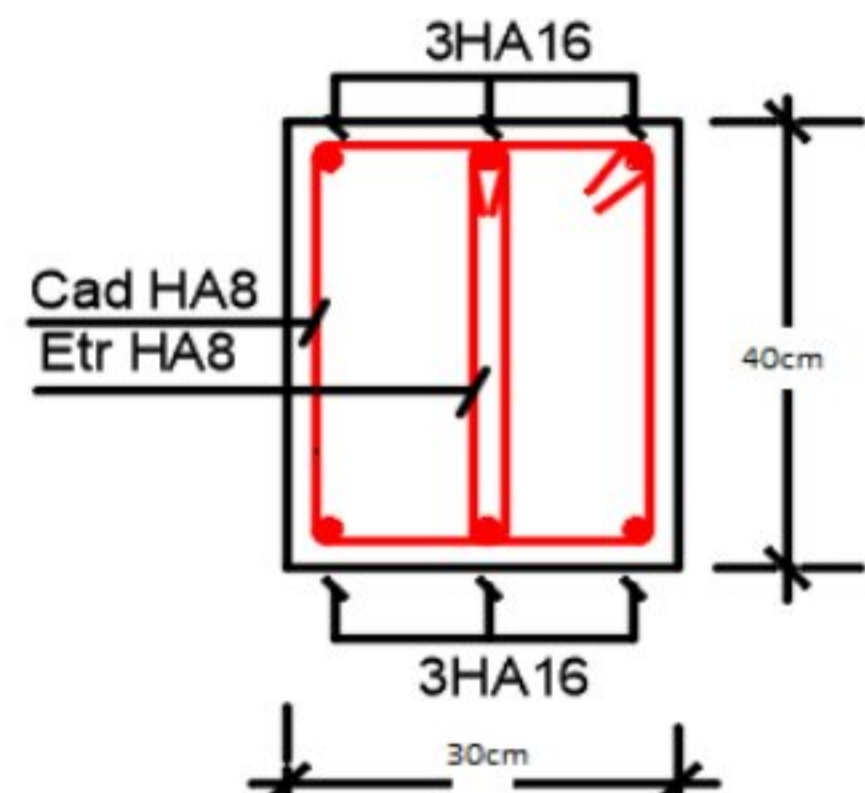
FIGURE V.1. Poutres non associées aux voiles



T.I	travée		
	appuis		

FIGURE V.2.Poutres associées aux voiles

		Poutre principale	Poutre secondaire
RDC Et E.c	travée		
	appuis		

T.I	travée		
	appuis		

V.3) Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q - E.....(4)
- ✓ 0.8 G + E.....(5)
- ✓ 0.8 G - E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

- **Recommandations du RPA99/2003:**

- **Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

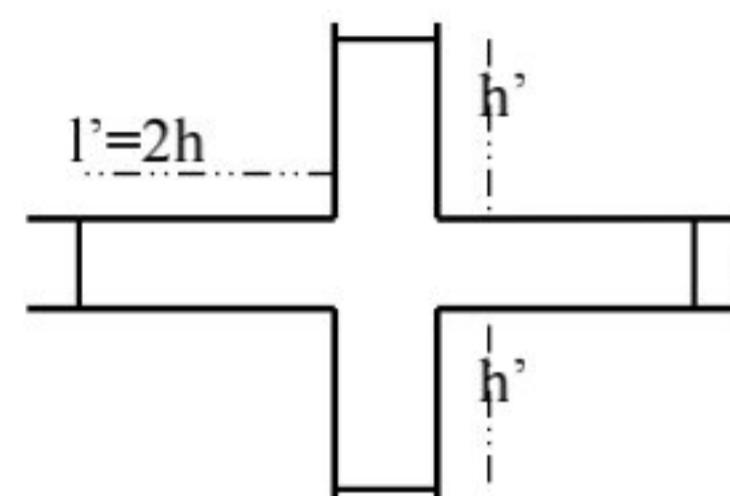


Figure V.3 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 Sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	55*60	26.4	132	198
1-2	50*60	22	120	180
3-4	45*50	18	90	135
5-6	40*45	14.4	72	108
7-8	35*40	11.2	56	84

➤ **Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

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

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations sont tirées a du logiciel **ETABS2016** à partir des combinaisons les plus défavorables.

Tableau V.9. Sollicitation dans les différents poteaux.

Niveau	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC-sous-sol	1969.8751	13.1709	-536.1758	18.4976	68.9833	1743.7214	109.3084
Etage 1-2	1732.0011	23.8507	-228.5211	16.3329	52.0246	1493.0815	110.1337
Etage 3-4	1274.9394	21.4511	1.4372	20.0734	53.0983	779.4695	96.5378
Etage 5-6	835.8468	20.3316	-14.7168	21.3387	56.1479	443.1612	68.8857
Etage 7-8	409.7577	16.4334	-31.1831	13.6066	63.7274	152.7281	38.588

➤ Calcul du ferrailage

• Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant le **BAEL 91 modifié en 99.**

Exemple de calcul

Nous présentons l'exemple de calcul du poteau de RDC et le reste des résultats de ferrailage sera exposé dans un tableau

Soit : $N_{\max} = 1969.8751 \text{ KN}$; $M_{\text{corrs}} = 13.1709 \text{ KN.m}$, Sous **(ELU)**

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 55 \text{ cm}$;

Situation $\gamma_b = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,006 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.505 \text{ MN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 0.479 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')b. h. f_{bu} = 0.757MN.m$$

0.757 > 0.479 Donc le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{505.639 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,55 \times 0,55^2} = 0.214 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,214}] = 0,304$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,67(1 - 0,4 \times 0,304) = 0,483 m$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 348$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{505.639.10^{-3}}{0,483 \times 348} = 30.08 \times 10^{-4} m^2 = 30.08 cm^2$$

$$\Rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{1969.8751 \times 10^{-3}}{348} = -26.52 cm^2$$

Donc en prend A=0

Tableau V.10. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveaux	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.M)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{CAC} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Chois des barres
RDC-sous sol	55*60	N ^{max} → M ^{corr}	1969.875	13.171	109.308	ELU	SPC	0		4HA20+
		N ^{min} → M ^{corr}	-536.175	18.497		ELA	SPC	0	26.4	8HA16=
		M ^{max} → N ^{corr}	68.9833	1743.721		ELU	SPC	0		28.65
Etage 1-2	50*55	N ^{max} → M ^{corr}	1732.001	23.8507	110.134	ELU	SPC	0		12HA16
		N ^{min} → M ^{corr}	-228.521	16.3329		ELA	SPC	0	22	
		M ^{max} → N ^{corr}	52.0246	1493.082		ELU	SEC	0		=24.12
Etage 3-4	45*50	N ^{max} → M ^{corr}	1274.939	21.451	96.5378	ELU	SPC	0		12HA14
		N ^{min} → M ^{corr}	1.437	20.0734		ELA	SPC	0	18	
		M ^{max} → N ^{corr}	53.098	779.0477		ELU	SPC	8.64		=18.48
Etage 5-6	40*45	N ^{max} → M ^{corr}	835.8468	20.3316	68.8857	ELU	SPC	0		10HA14
		N ^{min} → M ^{corr}	-14.7168	21.3387		ELA	SPC	0	14.4	=
		M ^{max} → N ^{corr}	56.1479	443.1612		ELU	SPC	4.8		15.40
Etage 7-8	35*40	N ^{max} → M ^{corr}	409.757	16.434	38.588	ELU	SPC	0		8HA14
		N ^{min} → M ^{corr}	-31.1831	13.6066		ELA	SPC	0	11.2	
		M ^{max} → N ^{corr}	63.727	152.728		ELU	SPC	3.32		=12.32

➤ Ferrailage transversal

Le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), exige que le diamètre des armatures transversales doive être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$$

Tableau V.11.Ferrailage transversal des poteaux.

Niveaux	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7-8
Sections	55*60	50*55	45*50	40*45	40*35
ϕ_l^{min} (cm)	1,6	1,4	1,4	1,6	1,4
I_f (cm)	186.2	186,2	186,2	186,2	186,2
λ_g	3.103	3.38	3.72	4.13	4.6
V(KN)	88.264	72.152	54.939	39.557	35.478
st _{zone nodal} (cm)	10	10	10	10	10
st _{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A_t (cm ²)	2.06	1.84	1.54	1.23	1.24
A_t^{min} (cm ²)	5.4	4.95	4.5	4.05	3.6
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	8HA10=6,28	8HA10=6,28	6HA10=4.71	6HA10=4.71	8HA8=4,02

➤ **Vérifications**

Vérifications au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier à l'état limite ultime de stabilité de forme.

La relation à vérifier est la suivante :

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

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12.Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	λ	α	Nu (KN)	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
				Br	Br^{calc}	
RDC	1073	0,834	5551.53	0,3074	0,2995	Vérifiée
Etage 1-2	11.71	0,832	4621.4	0,254	0,249	Vérifiée
Etage 3-4	12.87	0,832	3758.38	0,206	0,203	Vérifiée
Etage 5-6	14.309	0,825	2939.13	0,1634	0,1603	Vérifiée
Etage 7-8	16.09	0,816	2227.92	0,125	0,1228	Vérifiée

N.B : On remarque que $B_r > B_r^{calc}$ dans tous les poteaux donc pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être comme suit :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	I_f (cm)	λ_g	λ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
--------	-----------------------------	------------	-------------	-------------	--------	------------	-------------------	-------------------------	------

RDC	55*60	186.2	3.38	0,04	55	88.264	0,292	1	Vérifiée
Etage 1-2	50*55	186,2	3.72	0,04	50	72.152	0,288	1	Vérifiée
Etage 3-4	45*50	186,2	4.14	0,04	45	54.939	0,271	1	Vérifiée
Etage 5-6	40*45	186,2	4.65	0,04	40	39.557	0,247	1	Vérifiée
Etage 7-8	35*40	186,2	5.32	0,075	35	35.478	0,289	1.8	Vérifiée

N.B : On remarque que $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$; dans tous les poteaux donc pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

la fissuration est peu nuisible, Donc la vérification se fait uniquement pour la contrainte de compression dans le béton. Nous avons deux cas, pour le RDC, Entre sol et les étages courants du 1 à 9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimée la vérification des contraintes se fera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$S = b \times h + 15(A + A') : \text{section homogénéisée.}$$

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

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

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

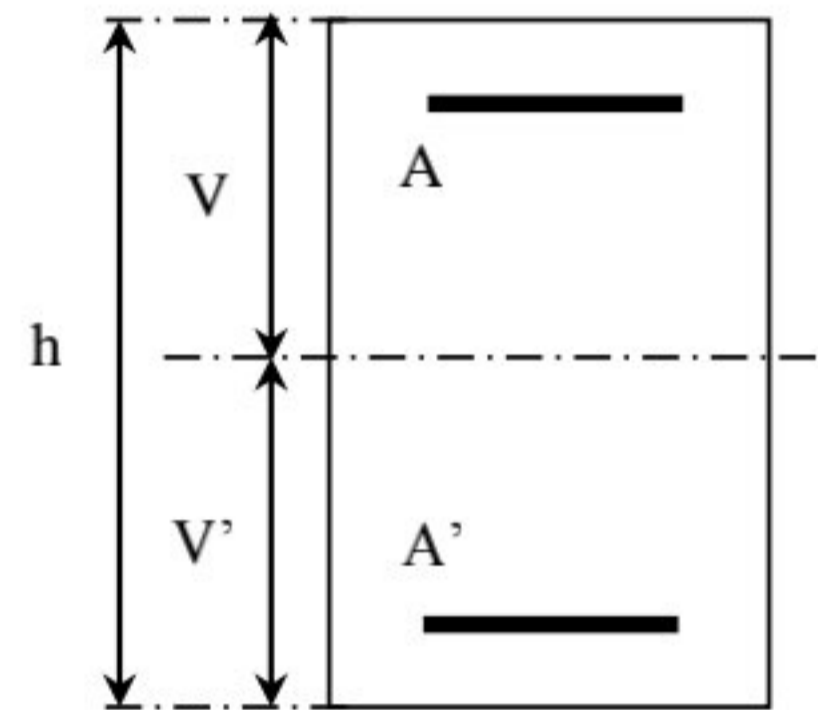


Figure V.4.section d'un poteau

Tableau V.14.Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux Sections	RDC	Etage 1-2	Etages 3-4	Etages 5-6	Etages 7-8
Sections	55*60	50*55	45*50	40*45	35*40
Type de section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
d (cm)	55	50	45	40	35
d' (cm)	5	5	5	5	5
A (cm ²)	28.6	24.89	20.36	16.08	12.32
V (cm)	32.8	25.59	27.14	24.49	21.74
V' (cm)	27.12	27.14	22.81	20.51	18.25
I _{yy} (m ⁴)	0.0133	0,00161	0,00566	0,00366	0,00252
S (cm ²)	3729.7	3661.8	2527.2	2031	1584.8
N _{ser} (MN)	1428.991	1256.4104	924.9547	606.7055	298.0477
M _{ser} (MN.m)	49.921	37,921	38.2582	40.4661	46.062
M _{serG} (MN.m)	89.932	71.57	60.46	52.96	51.248
σ _{bc1} (MPa)	5.6	4.8	5.33	5.53	6.02
σ _{bc2} (MPa)	1.99	2.03	0.35	-0.45	-1.89
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

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

Avec :

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

$\Rightarrow \mu_t = -11.64 \cdot 10^{-3} m^3$

Donc : $\sigma_{bc} = -2.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

N.B : On remarque que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ dans tous les poteaux donc la contrainte dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification de la zone nodale :**

C'est de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement au niveau des nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques apparaissent dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

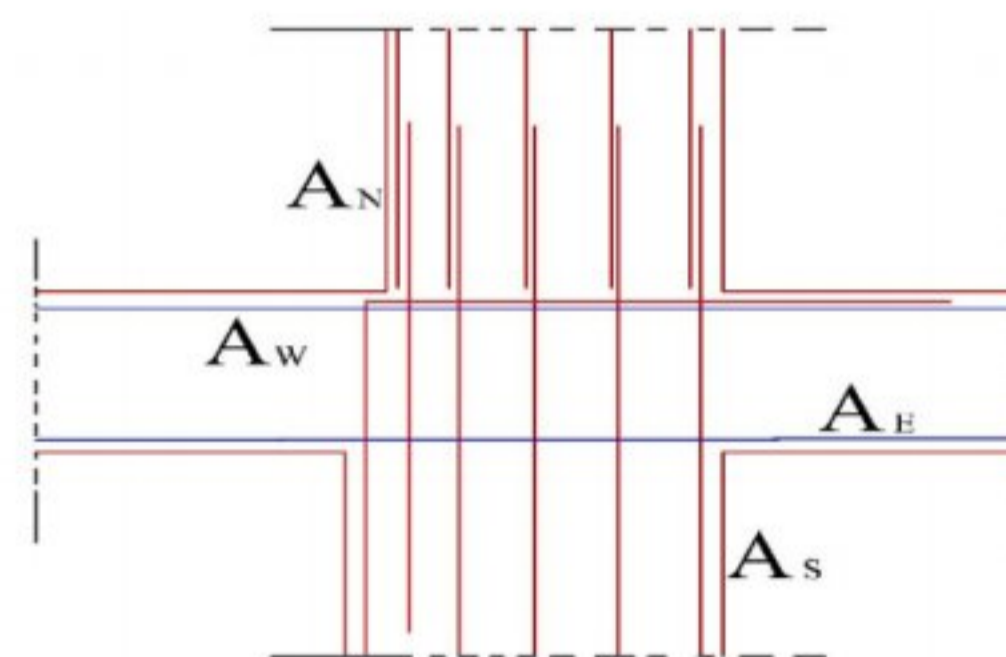
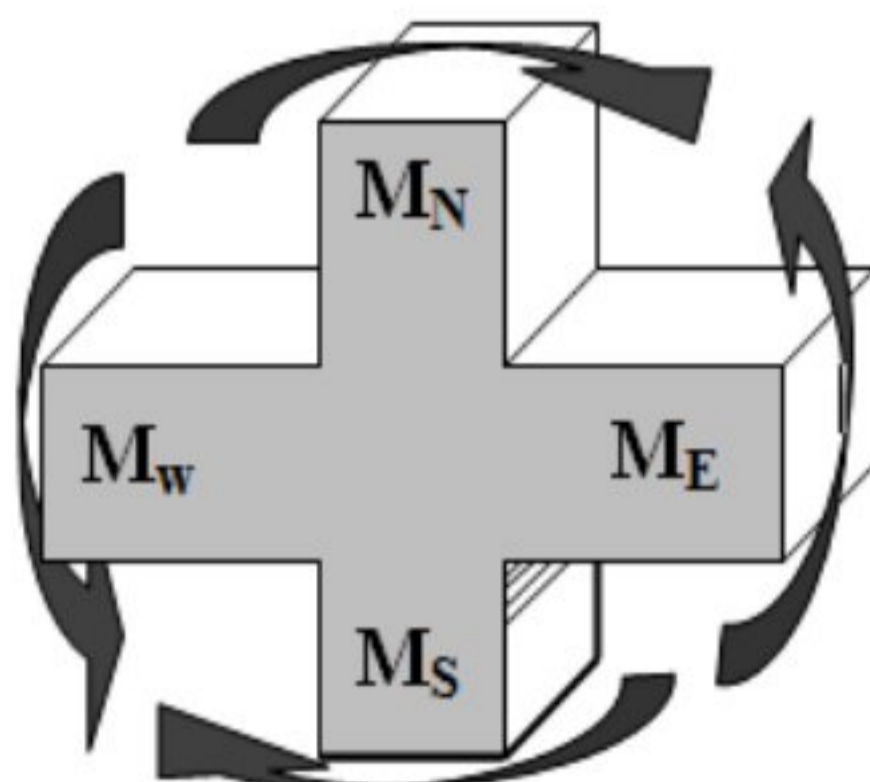
Figure V.5. Répartition des moments dans la zone nodale.

Les moments résistants dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$



Avec : $z = 0.9h, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	Poteaux	
				A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
RDC	60	0,54	400	4HA20+8HA16=28,65	538.39

Etage 1-2	55	0,495	400	12HA16=24.12	477.57
Etages 3-4	50	0,45	400	12HA14=18.47	434.16
Etages 5-6	45	0,405	400	10HA14=15.4	249.48
Etages 7-8	40	0,36	400	8HA14=12.32	177.41

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
RDC et étages Courant	40	36	400	6,03	6,03	86.83	86,83

Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres secondaires.

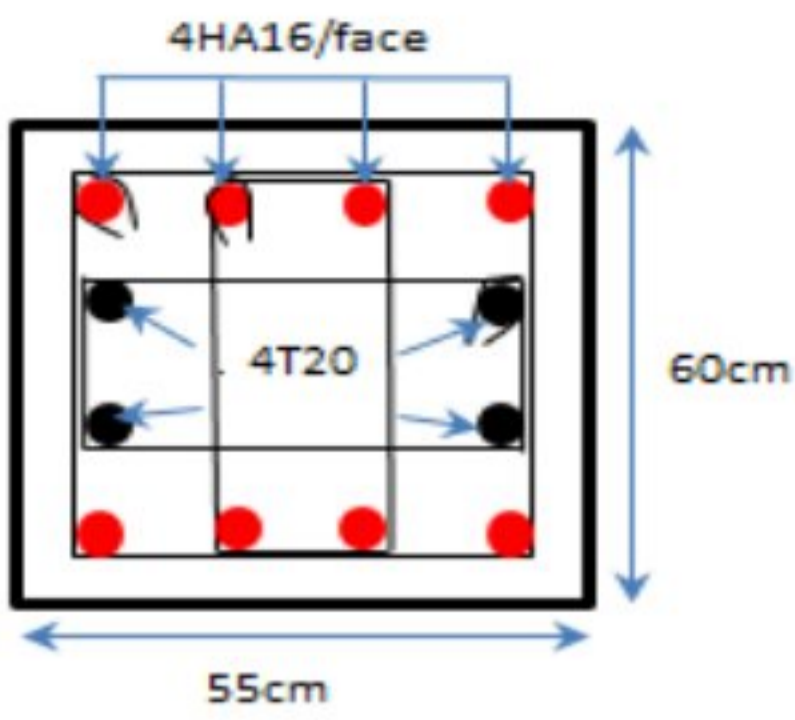
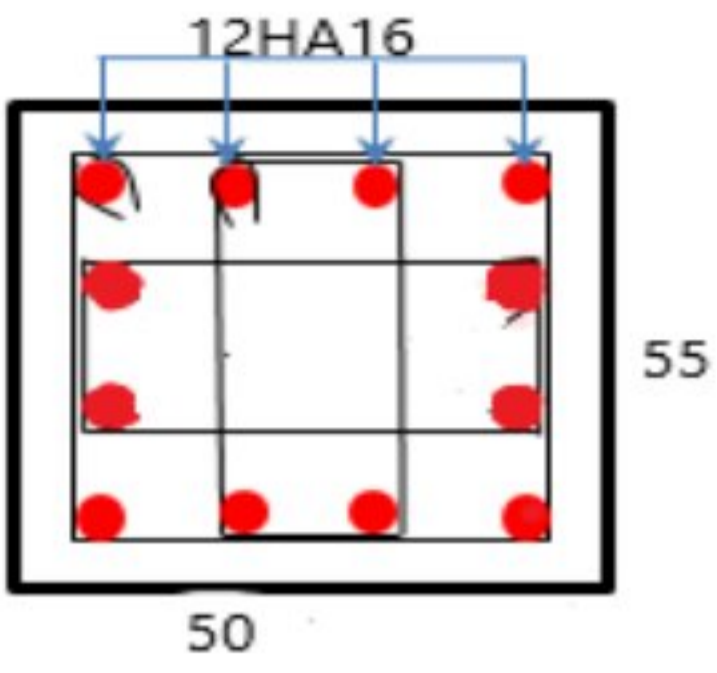
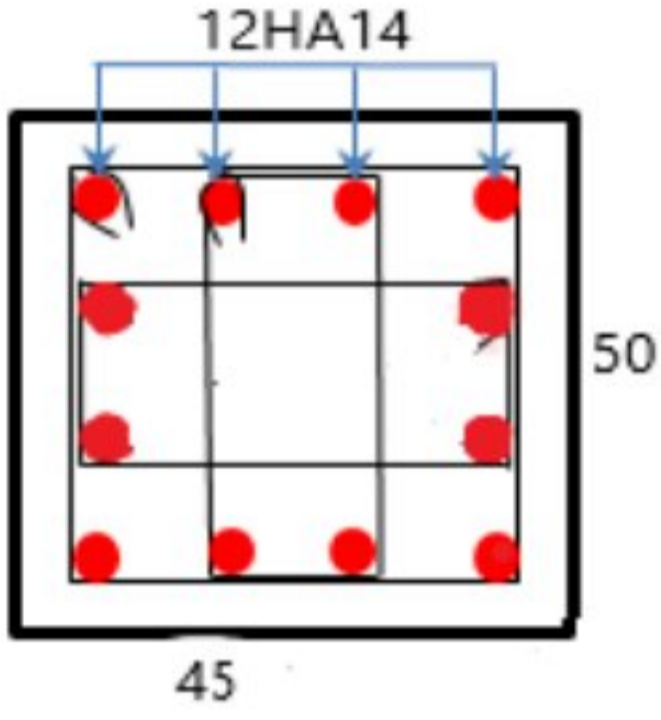
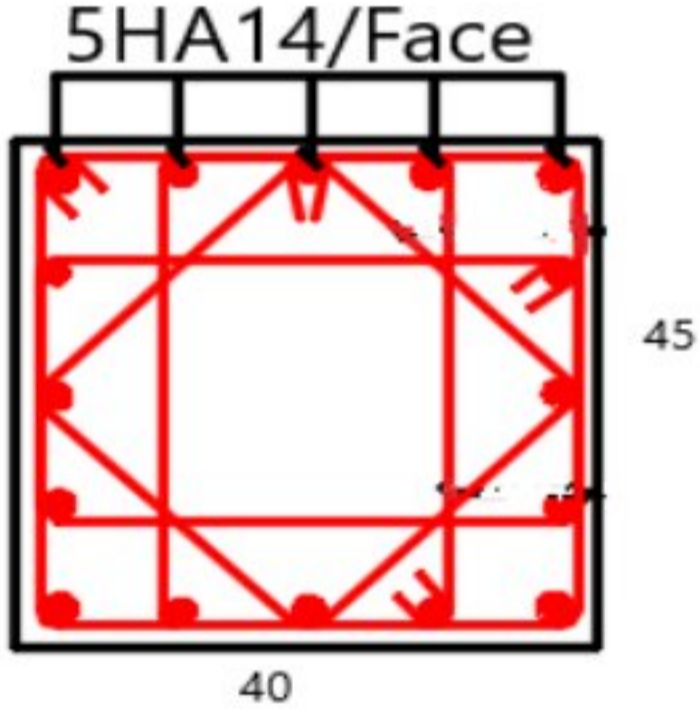
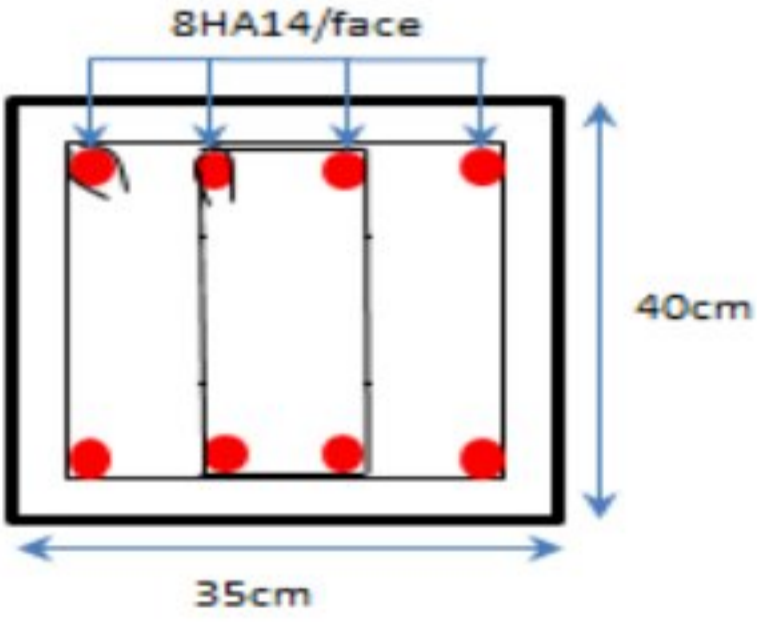
Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
RDC et étages Courant	40	36	400	6,03	6,03	86.83	86.83

Les résultats de la vérification de la zone nodale sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre principale et la poutre secondaire.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_E	M_W	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	1015.96	538.39	1554.35	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage1	955.14	477.57	1432.71	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage2	911.73	477.57	1176.33	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage3	868.32	434.16	1432.71	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage4	683.64	434.16	1117.8	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage5	498.96	249.48	748.44	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage6	426.89	249.48	748.44	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage7	354.82	177.41	532.23	86,83	86,83	217,075	Vérifiée
Etage8	177.41	177.41	354.82	86,83	86,83	217,075	Vérifiée

FIGURE.V.6.Schéma de ferrailage

<p>RDC –SOUS SOL</p>	<p>ETAGE 1-2</p>
	
<p>Etage 3-4</p>	<p>Etage 5-6</p>
	
<p>Etage 7-8</p>	
	

V.3) Etude des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement exigés pour toute structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Selon le **RPA99 version 2003(Art.3.4. A.1.a)**, caractérisée par ces dimensions : épaisseur « e », longueur « L » et sa hauteur « h ».

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

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, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Tel que : l_t : longueur de la zone tendue,

e: épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Armatures Horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

Règles communes RPA99 version 2003 (art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est

$$s_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4V_{\max}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Sollicitation de calcul

Les sollicitations sont tirées à l'aide du logiciel ETABS2016 à partir des combinaisons les plus défavorables :

Tableau.V.18 Sollicitations dans les voiles tirées par ETABS2016

Niveau	Voiles	N ^{max} → M ^{corr}		N ^{min} → M ^{corr}		M ^{max} → N ^{corr}		V (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	Vx1	861,20	196,31	-52,38	112,63	186,11	40,76	95,23
	Vx2	1145,51	-367,8	73,33	118,94	396,10	90,46	157,48
	Vx3	1106,37	3,25	352,05	16,29	265,82	455,98	117,58
	Vy1	1192,90	1111,05	775,67	113,51	1099,2	305,55	305,43
	Vy2	1113,5	913,08	249,54	147,03	985,71	510,41	280,28
EC et terrasse	Vx1	636,84	9,22	-22,06	26,57	125,72	308,21	69,27
	Vx2	973,05	33,61	-8,61	66,78	216,11	341,36	109,13
	Vx3	1075,48	6,48	53,19	2,46	147,55	447,74	77,91

	Vy1	960,85	30,82	-10,60	51,26	772,50	583,85	261,28
	Vy2	1041,43	33,74	0,83	45,31	665,89	720,89	232,19

Calcul du ferrailage :

➤ **Armatures verticales :**

➤ **Exemple de calcul :**

Nous présentons le calcul des voiles **Vy1** et les résultats de ferrailage sont présentés dans des tableaux :

Le calcul du ferrailage se fera à la flexion composée pour une section (exl).

Sous la combinaison **(0,8G+Exmax)** avec $N_{min} \rightarrow M_{cor}$

La section calculée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections

Données :

$l = 2,3 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$; $d = 0,55 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

$N_{min} = 775,67 \text{ KN}$ (compression) ; $M_{cor} = 113,51 \text{ KN.m}$.

$$\text{Avec ; } y = \frac{l}{2} = 1,15 \text{ m} \quad ; \quad I = \frac{el^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 2,3^3}{12} = 0,202 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min} = 1,04 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma_{max} = 2,33 \text{ MPa} > 0 \end{cases}$$

Donc la section est entièrement comprimée (S.E.C)

La condition à vérifier :

Si $N(d-d') - M_{ua} \dots (1) < (0,5h - d')bhfbu \dots (2) \Rightarrow A=0$

Sinon $A \neq 0$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 966,75 \text{ KN.m}$$

$$(1) \dots N(d-d') - M_{ua} = 739,72$$

$$(2) \dots (0,5h - d')bhfbu = 326,6$$

$$(1) = 966,75 > (2) = 326,6 \Rightarrow A \neq 0$$

$$A' = \frac{M_{uA} - bhfbu \left(d - \frac{h}{2} \right)}{(d-d')f_s 2\text{‰}} \quad \text{Avec ; } \psi = 1 \text{ et } \varepsilon = 2\text{‰} \Rightarrow f_s 2\text{‰} = 2\text{‰} E_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A' = 10,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = \frac{N_u - b h f_{bu}}{f_s 2\text{‰}} - A' \Rightarrow A_{\text{calculée}} = 7,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 7HA14 = 10,78 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

Selon le **RPA99/2003** ;

$$A_{\text{min}} = \begin{cases} 0,15\% L \times e & \text{dans tout le voile du voile.} \\ 0,10\% L_c \times e & \text{en zone comprimée.} \\ 0,20\% L_t \times e & \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

➤ **Armature minimale dans tout le voile :**

$$A_{\text{min}} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 20 \times 230 = 6,9 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale dans la zone comprimée :**

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

Longueur de la partie tendue l_t

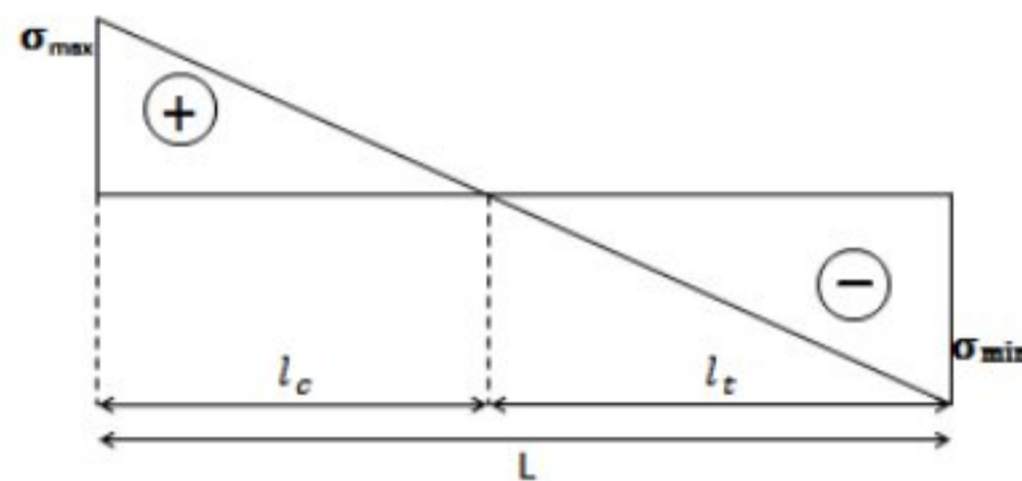


Figure.2. Schéma des contraintes.

$$l_t = \frac{\sigma_{\text{min}} \times L}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} = \frac{1,04 \times 2,3}{(2,33 + 1,04)} = 0,71 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}}^{\text{tendu}} = 0,2\% \times 0,20 \times 0,71 = 2,84 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale dans la zone comprimée :**

$$A_{\text{min}}^{\text{comprimé}} = 0,1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 2,3 - 2 \times 0,71 \Rightarrow l_c = 0,88 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}}^{\text{comprimé}} = 1,71 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres verticales**

Avec $st = 6 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

$st = 10 \text{ cm}$ En dehors de $L/10$ du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\text{max}} = 305,43 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times st}{0,8 \times f_e} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_{\text{max}}}{e \times d} = \frac{1,4 \times 305,43 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,55} = 0,427 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$st \leq \min(1,5 e; 30\text{cm})$$

On fixe : $st = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_h = \frac{0,427 \times 0,20 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \cdot b \cdot st}{f_e} = 0,4 \text{ cm}^2$$

- **La longueur de recouvrement :**

$L_r \begin{cases} 40\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ & \text{est possible.} \\ 20\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$

- **Diamètres des barres :**

$$\phi < \frac{1}{10} e \Rightarrow \phi < 20 \text{ mm}$$

On opte pour $\phi = 14$

Tableau.V.20 Résultats du ferrailage dans le voile Vy1 et Vy2

Section	Voile Vy1		Voile Vy2	
	RDC	EC+Terrasse	RDC	EC+Terrasse
L(m)	2,3	2,3	2,3	2,3
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
d (m)	2,25	2,25	2,25	2,25
N(KN)	775,67	960,85	249,54	0,83
M (KN.m)	113,51	51,26	147,03	45,31
V(KN)	305,43	305,43	280,28	280,28
I(m⁴)	0,202	0,202	0,202	0,202
y(m)	1,15	1,15	1,15	1,15
σ_{\min} (MPa)	1,04	-3,14	1,91	1,32
σ_{\max}(MPa)	2,33	2,68	3	0,464
τ (MPa)	0,425	0,44	0,43	0,34
A^{cal}(cm²)	10,78	2,22	6,43	0,42
A^{min}(cm²)	6,9	6,9	6,9	6,9
l_t (m)	0,71	0,22	0,44	0,18
l_c(m)	0,88	0,16	0,22	1,62
A_{tendu}^{min} (cm²)	2,84	0,88	1,31	0,81
A_{courant}^{min} (cm²)	1,76	0,32	0,89	0,28

st (cm)	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$	7HA14	4HA12	6HA12	4HA12
$A_h^{cal} (cm^2)$	0,085	0,55	0,0325	0,085
$A_h^{min} (cm^2)$	0,4	0,5	0,4	0,4
st (cm)	20	20	20	20
$A_{/face}^{adopté}$	2HA8	2HA10	2HA8	2HA8

Schéma de ferrailage :

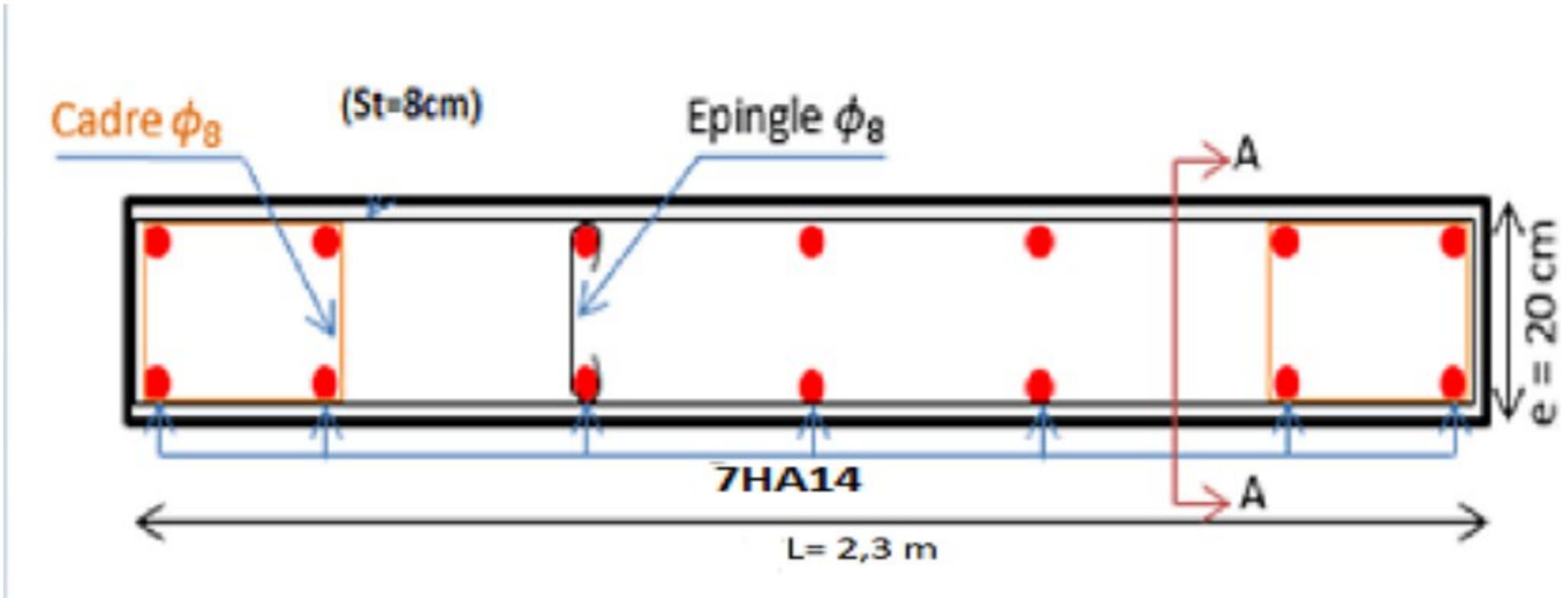


Figure V.8 Schéma de ferrailage du voile Vy1 et VY2

VI.1) Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure

➤ **Les différents types de fondations**

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont à une faible profondeur, elles sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (pieux et puits) devront être réalisées.

➤ **Choix du type de fondation :**

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure et au sol, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.2) Vérification de la semelle isolée :

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS 2016**

N_{ser}=1428,9917 KN

S : surface d'appui de la semelle.

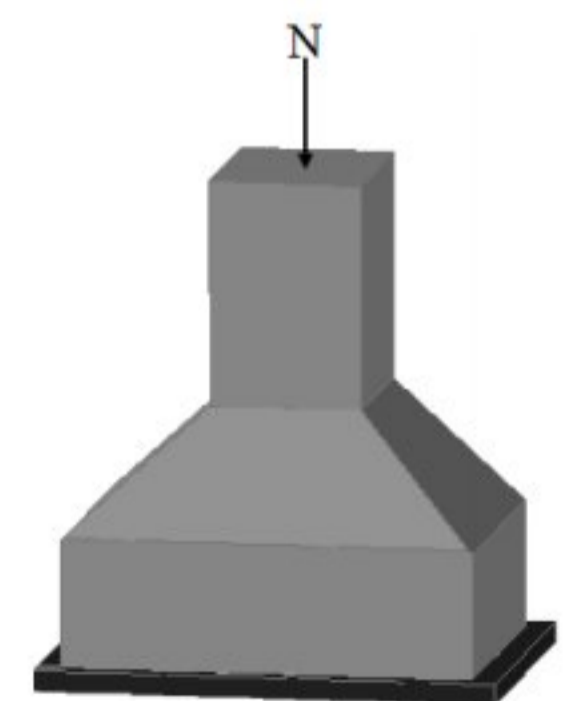


Figure VI.1 semelle isolé

$$S=A \times B$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$\bar{\sigma}_{sol}=1,5 \text{ bars}$$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec ; a et b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,55}{0,6} \times \frac{1428,9917}{150}} \Rightarrow B \geq 2,95 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3) Vérification de la semelle filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour déduire les efforts normaux situés sous les files des portiques.

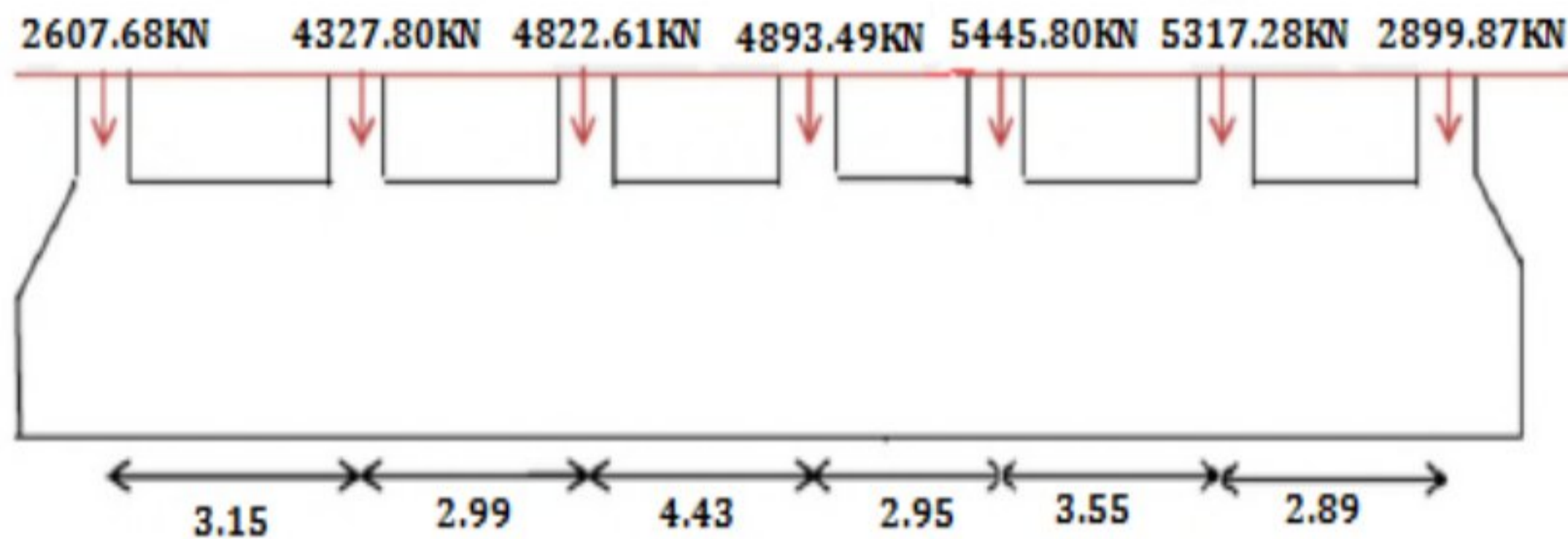


Figure VI.2. Semelle filante

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	1	2	3	4	5	6	7
La somme des efforts totale max	2607,688	4327,806	4822,612	4893,494	5445,806	5317,2822	2899,8773

D'après les résultats du tableau précédent on constate que la file numéro $\textcircled{5}$ est la plus sollicitée.

$$N_{total} = 5445,806 \text{ KN}$$

Données : L = 9,3 m ; N = 5445,806 KN ; $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$

➤ **Calcul de la largeur B :**

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}} \times L}$$

$$B \geq \frac{5445,806}{1,5 \times 9,3} = 3,9m \Rightarrow \text{il y'a un risque de chevauchement entre les semelles.}$$

➤ **Calcul de la hauteur total de la semelle :**

$$H \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 \Rightarrow H = 88\text{cm}$$

➤ **Calcul de la surface de la semelle**

N_s : Le poids estimé de la semelle.

La surface totale des semelles se calcule par la formule suivante :

$$S_s = \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{5445,806}{150} = 36,30m^2$$

➤ **Vérification de la contrainte**

$$N_s = [(S_s \times H) + (1 \times a \times b)] \times \delta_b$$

$$N_s = [(36,30 \times 0,88) + (1 \times 0,6 \times 0,55)] \times 25$$

$$\Rightarrow N_s = 806,85\text{KN}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{\sum N_i + N_s}{S_s} = \frac{5445,806,85}{36,3}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 172,24\text{ KPa} \geq 150\text{ KPa} \Rightarrow \text{alors on opte pour un radier.}$$

VI.4) Radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

➤ **Pré dimensionnement :**

Condition de coffrage :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\text{max}} = 4,88\text{m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{4,88}{20} = 24,4\text{ cm} \\ h_t \geq \frac{4,88}{10} = 48,8\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_r = 40\text{ cm} \\ h_t = 50\text{ cm} \end{cases}$$

Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Soit :

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4,88)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0,589 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 80 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,216 \times 10^7 \times (0,8)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,49 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,88 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 3,49 = 5,37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

On a : $N = 22052,54 \text{ KN}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{22052,54}{150} = 147,01 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 9,3 \times 23,1 = 214,83 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 80 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 214,83 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Vérifications diverses :

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité et s'effectue comme suit :

$$N \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

N : effort normal.

h_t : hauteur totale de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,8 = 1,35 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,8 = 1,40 \text{ m} \end{cases}$$

Soit : $U_c = 5,5 \text{ m}$ et $N = 1969,8751 \text{ KN}$

$$N = 1969,8751 \text{ KN} < 0,045 \times 5,5 \times 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 4304,35 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

On remarque, qu'il n'y pas risque de poinçonnement.

On prend ; $h_t = 0,8 \text{ m}$.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{30314,56 \times 4,88 \times 1}{2 \times 214,83} = 344,31 \text{ KN}$$

Donc :

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{344,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75} = 0,46 \text{ m} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :**

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{24,200}{214,83} + \frac{7,2806}{1548,38} \times 11,55 = 0,116 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{24,200}{214,83} - \frac{7,2806}{1548,38} \times 11,55 = 0,058 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,116 + 0,058}{4} = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,15 \text{ MPa}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{24,200}{214,83} + \frac{12,836}{9552,95} \times 4,65 = 0,175 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{24,200}{214,83} - \frac{12,836}{9552,95} \times 4,65 = 0,052 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,175 + 0,052}{4} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,15 \text{ MPa}$$

N.B : Les contraintes dans le sol sont vérifiées dans les deux sens.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{7,2806}{24,200} = 0,30 < \frac{23,1}{4} = 5,77 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{12,8366}{24,200} = 0,53 < \frac{9,3}{4} = 2,33 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1,15$)

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment (H = 2 m)

S_{rad} : Surface du radier (S_{rad} = 214,83 m²)

γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10 KN/m³).

$$\Rightarrow N = 18428,29 \text{ KN} \geq 1,15 \times 2 \times 214,83 \times 10 = 4941,09 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Soit : G₀ le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{32462,86}{214,83} + 1,35 * 10 = 164,61 \text{ KN/m}^2$
- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{24200,8}{214,83} + 10 = 126,15 \text{ KN/m}^2$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

ELU :

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

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0,94 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0419 * 164,61 * 4,2^2 = 121,66 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 105,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0,75 M_0^x = 91,24 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_0^y = 79,20 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -60,83 \text{ KN.m}$

Le ferraillage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0,40) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.ferraillage du radier

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	91,24	7,69	6HA14=9,24	15
	Sens y-y	79,20	6,65	6HA14=9,24	15
En appuis		-60,83	5,1	6HA12=9,24	15

N.B : On prend le même ferraillage pour tous les panneaux.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho > 0,4 \\ e > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0,94}{2}\right) \times 0.4 \times 1 = 3,3 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En appuis :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 191,2 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 162,9 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 191,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{191,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0,54 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

L'ELS

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases} \quad \mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.94 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0491 * 126,15 * 4,2^2 = 109,26 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 99,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 81,94 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 74,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -54,63 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton). $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

$$\text{F. N: } \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa, avec } \eta = 1,6 \text{ acier HA}$$

Mser : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.3.vérification des contraintes du radier

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	81,94	18,5	248788,02	6,03 < 15	Vérifiée	81,51 < 201,63	vérifiée
	y-y	74,44	18,5	248788,02	6,09 < 15	Vérifiée	74,05 < 201,63	vérifiée
Appui		54,63	18,5	248788,02	4,06 < 15	Vérifiée	54,34 < 201,63	vérifiée

N.B : on remarque que toutes les contraintes sont vérifiées

➤ **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :

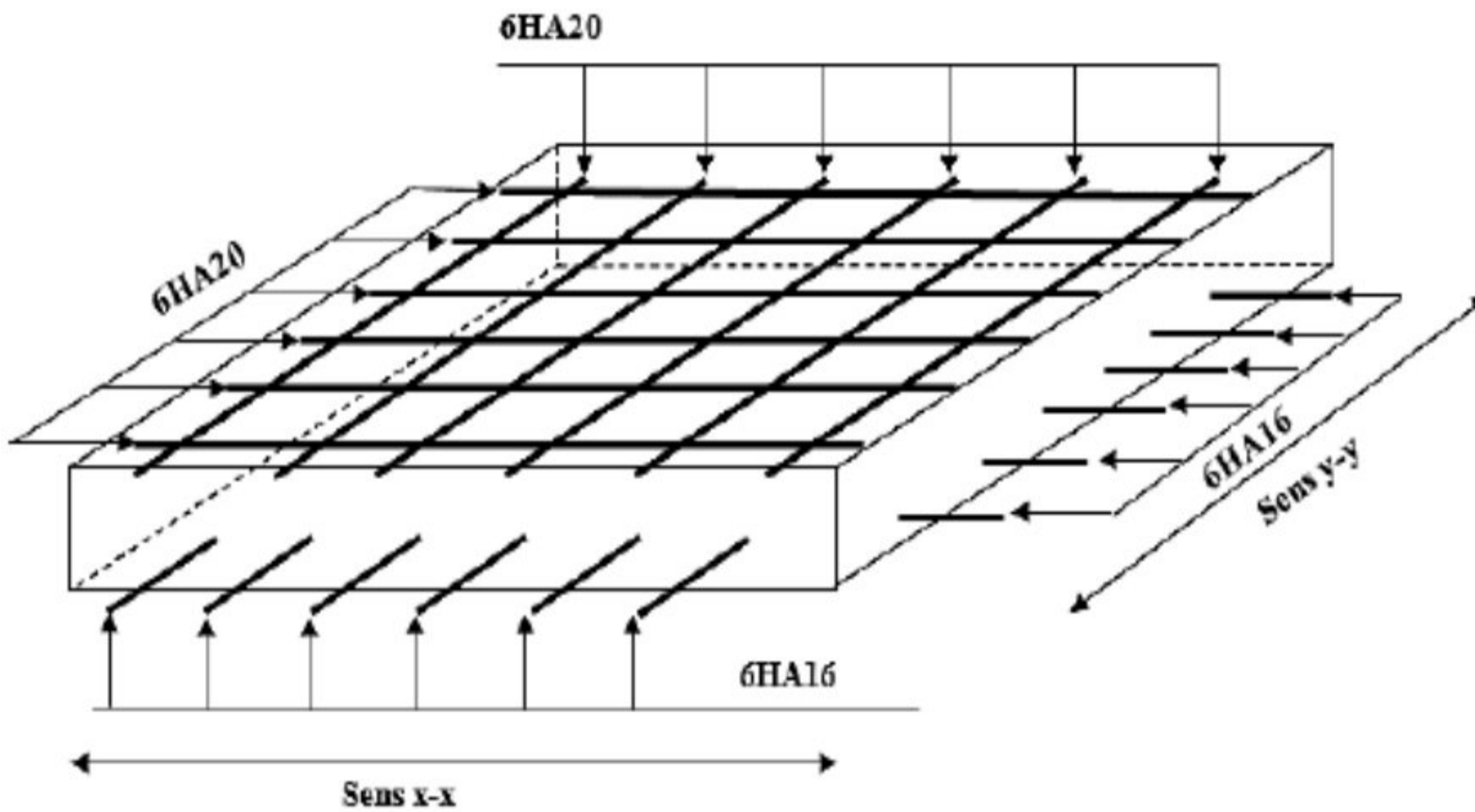


Figure VI.3.Schema de ferrailage du radier

VI.5) Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

➤ Dimensionnement de la nervure :

$$H_t = 0.8\text{m}, h_r = 0.4\text{m}, b_0 = 0.65\text{m}, d = 0.77\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4,43}{10}; \frac{4,2}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(44,3; 210)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 44\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 153,6\text{cm}$$

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux

constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

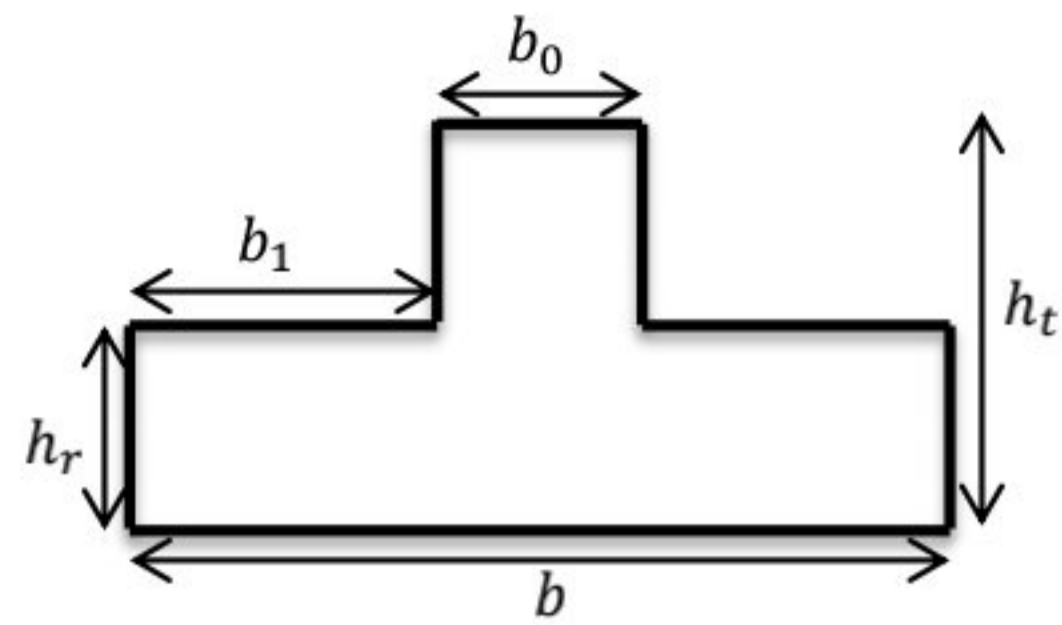


Figure VI.4: Section de la nervure à ferrailer

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.4.2) Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

➤ Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

➤ Moments en travée :

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l}$$

Tableau VI.4) Sollicitation dans les nervures à l'ELU.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	3,15	259,26	-30,62	180,04	1,28	197	251,98
	BC	2,99	246,09	180,04	492,85	2,13	150,66	553,53
	CD	4,43	483	492,85	492	2,21	403,8	896,22
	DE	2,95	242,8	492	223,62	0,92	153,7	562
	EF	3,55	292,18	223,62	212,12	1,75	259,26	477,21
	FG	2,89	237,86	212,12	-24,45	0,95	151,68	286,03
Y-Y	AB	4,20	665,64	-54,44	742,8	3,25	254,12	816,6
	BC	3,95	633,42	742,8	-48,15	0,76	198,91	789,59

Tableau VI.5 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	896.92	492.85
Effort tranchant (KN)	364.4	

Tableau VI.6: Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	816.6	742.8
Effort tranchant (KN)	160.35	

Tableau VI.7 : Sollicitations dans les nervures à l'ELS.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	3,15	198,68	-23.47	137.97	1.98	146.12	223.52
	BC	2,99	188,59	137.97	256.93	1.8	135.1	344.5
	CD	4,43	233,25	256.93	255.62	2.213	309.45	565.72
	DE	2,95	186,07	255.62	171.37	1.25	134.03	353.95
	EF	3,55	223,91	171.37	168.56	1.76	198.71	368.69
	FG	2,89	182,28	168.56	-19.75	1.03	120.84	222.28
Y-Y	AB	4,20	510,12	-41.72	625.54	3.36	178.02	670.1
	BC	3,95	485,42	625.54	-36.9	0.65	135.29	656.57

Ferrailage des nervures

Tableau VI.8 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	896.92	35.89	12.67	6HA20+6HA25 = 48.3
	Appui	492.85	19.32	12.67	7HA20 = 21.99
Sens Y-Y	Travée	816.6	32.77	10.86	6HA20+6HA25 = 48.3
	Appui	742.8	29.65	10.86	6HA20+6HA25 = 48.3

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On a : $q_s = 182.49 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	896.92	5.18	174.09	Vérifiée
	Appui	492.85	3.18	168.18	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	816.6	6.14	200.22	Vérifiée
	Appui	742.8	5.73	192.5	Vérifiée

➤ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right] = 20 \text{ mm, Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3\text{Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 74.3 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t3} \leq 23 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :

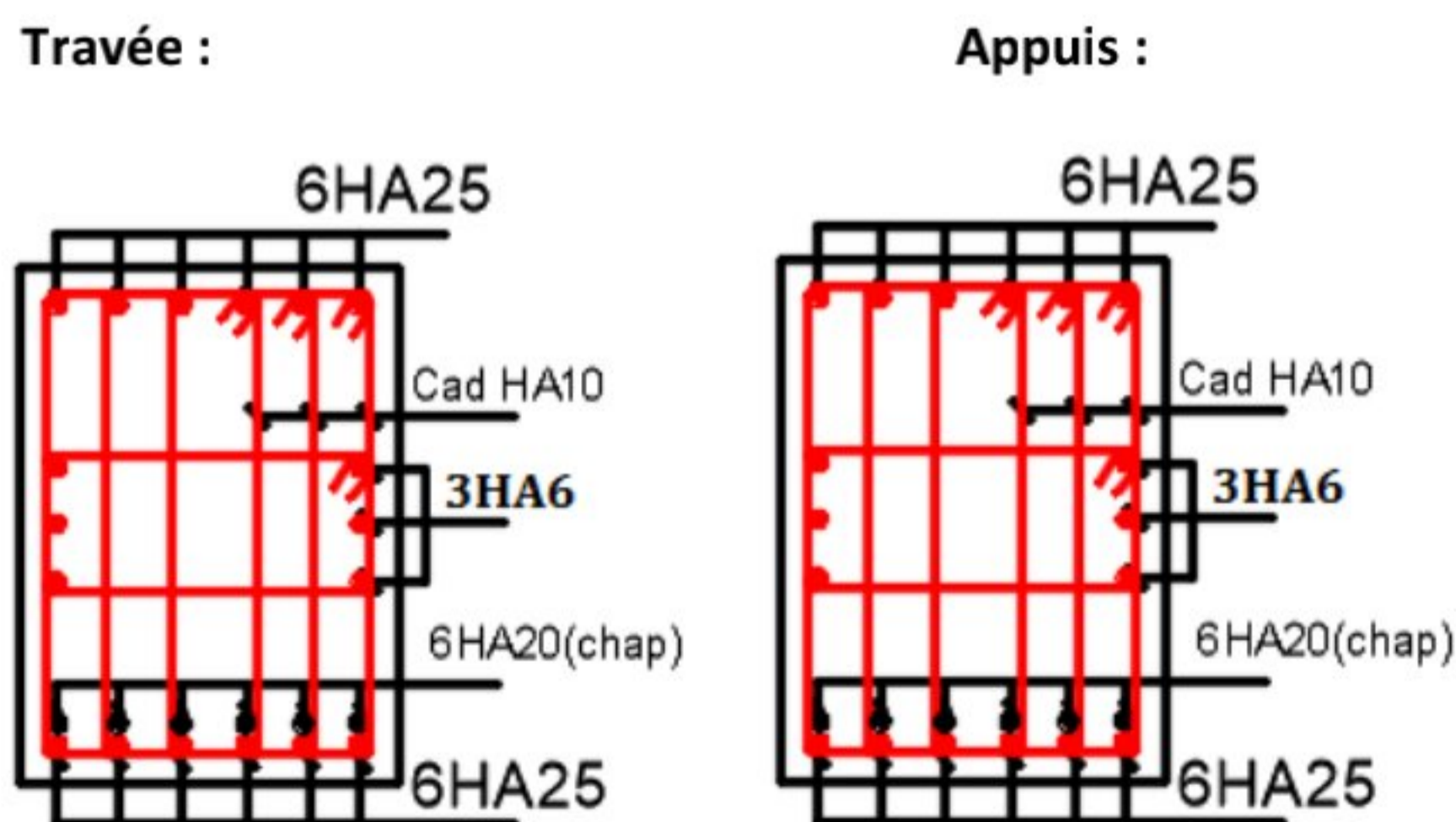


Figure VI.5 schéma de ferrailage des nervures

VI.6) Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

Épaisseur minimale $E_p \geq 15$ cm .

➤ Dimensions de voile périphérique :

On prend, $E_p = 20$ cm

Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 19$ KN/m³.

Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$

Cohésion : $C=0$.

➤ Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

➤ Sollicitations :

• Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 19 \times 2.86 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 22.054 \text{ KN/m}^2.$$

• Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharge $Q=10$ KN/m².

$$P_2 = Q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) = 4.06 \text{ KN/m}^2.$$

Ferraillage de voile périphérique :

Calcul à l'ELU $P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 35.857$ KN/m².

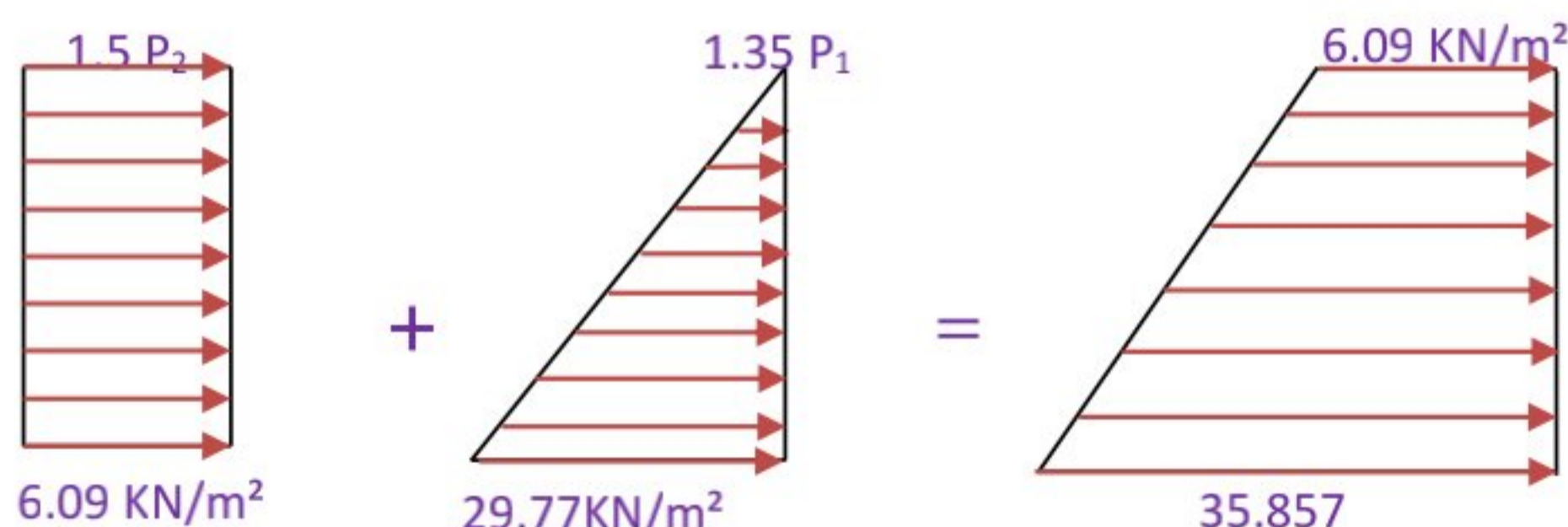


Figure VI.6: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.15 \text{ m} \\ L_y = 4.2 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 6.09 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 2.86 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 35.857 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 28.41 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

ELU : ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Tableau VI.10 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique

Sens	Désignation	$q_u = 28.41 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	17.5	17.5
	M (KN.m)	14.88	-5.25
	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /ml)	3.25	1.02
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	5HA14 = 7.70	5HA12 = 5.56
Y-Y	M_0 (KN.m)	8.93	8.93
	M (KN.m)	7.59	-5.25
	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /ml)	1.85	1.02
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	5HA8 = 2.51	5HA12 = 5.56

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 28.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.2 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11.verification des contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	22.19	7.70	0.053	21471.43	5.48	181.07	Vérifiée
	En appuis	-5.32	5.56	0.053	21471.43	1.32	43.41	Vérifiée
Sens y-y	En travée	10.01	2.51	0.053	21471.43	2.47	81.68	Vérifiée
	En appuis	-5.32	5.65	0.053	21471.43	1.32	43.41	Vérifiée

➤ **Espacement des armatures**

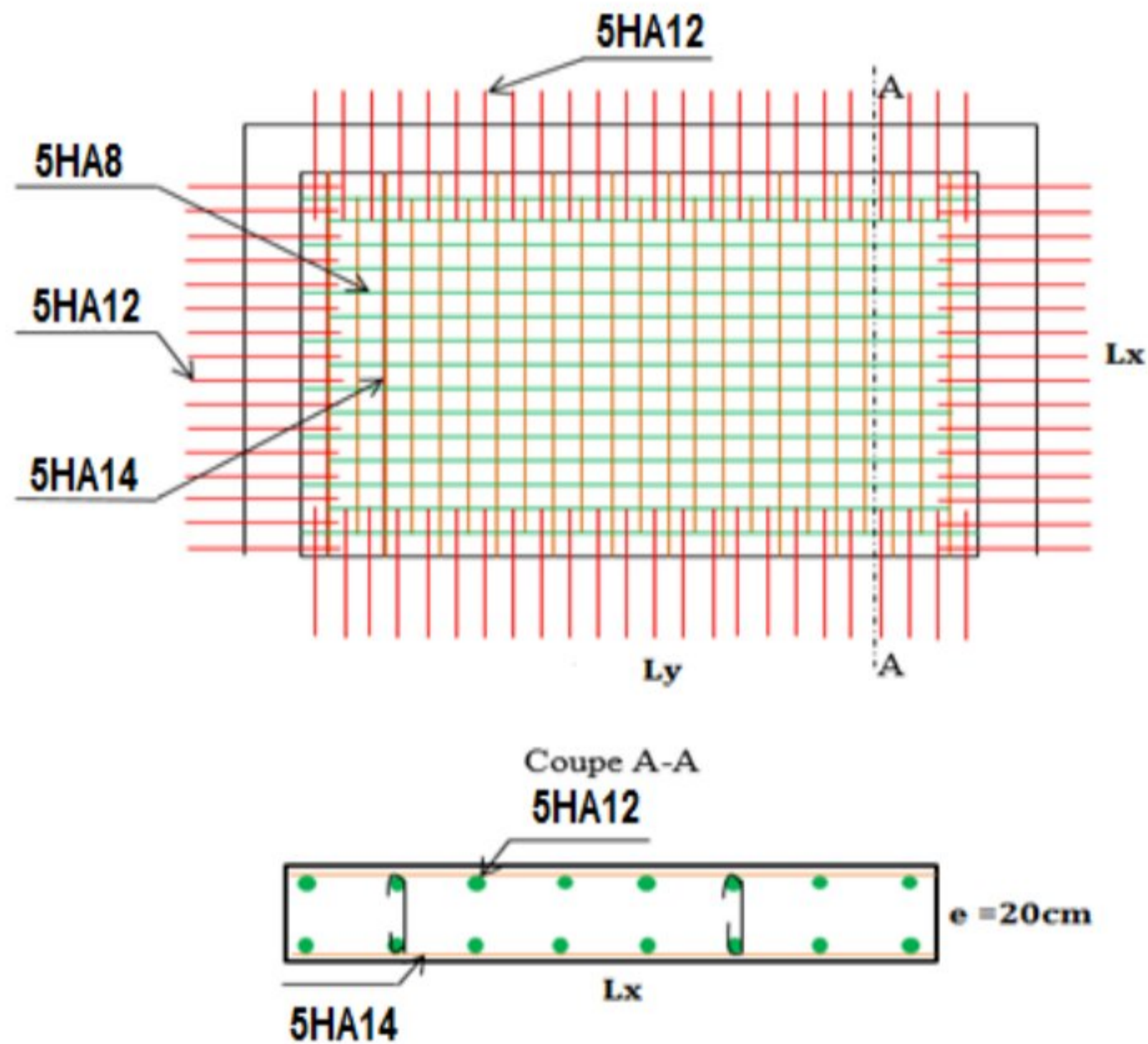
Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante :

Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 20 \text{ cm}$.

Schéma de ferrailage :

Figure VI.7 Schéma de ferrailage du voile périphérique



Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation contreventée par système mixte (voile –portique), est une expérience qui nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

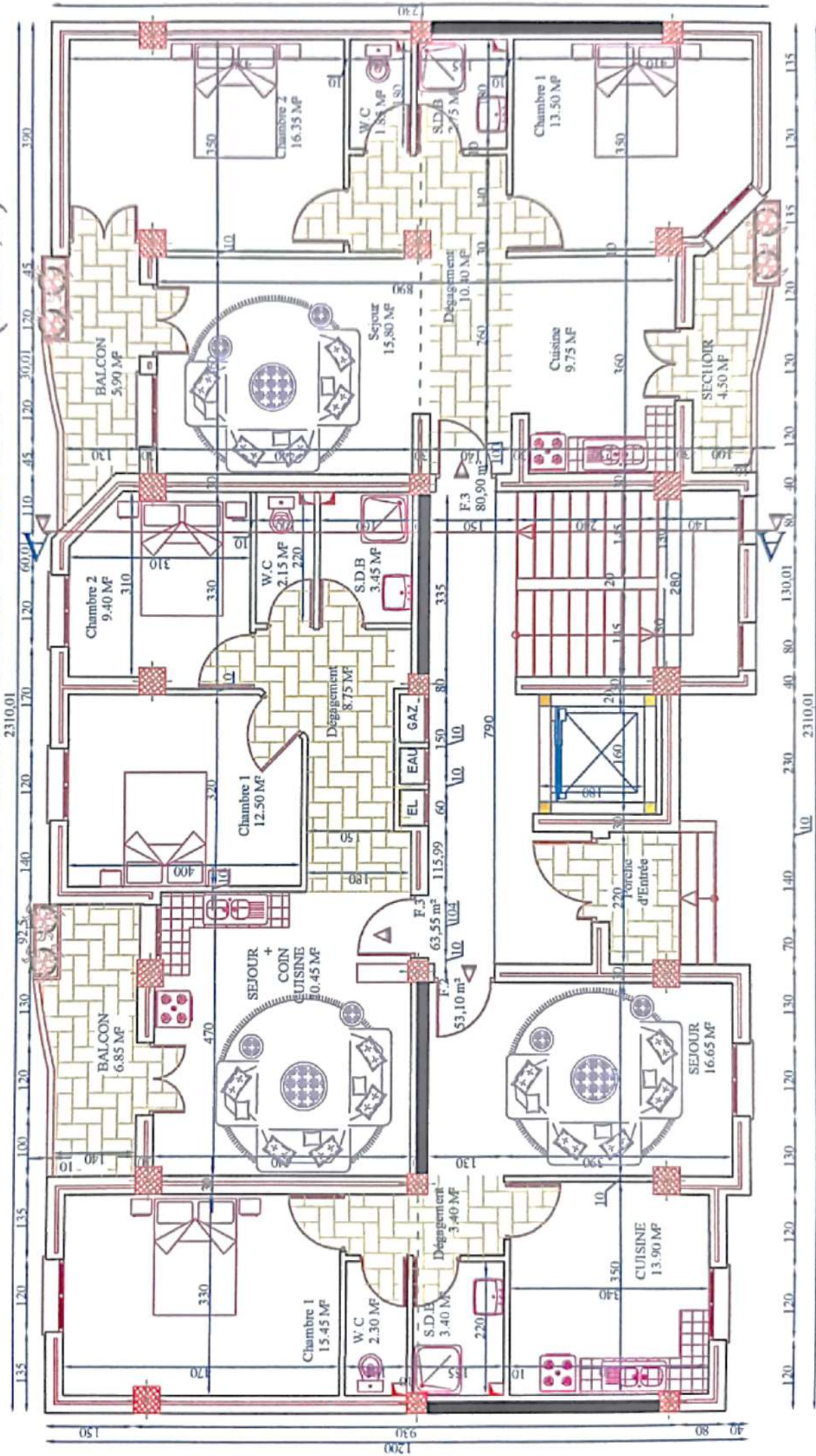
Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées dans le but d'aboutir {un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction)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

Suite à ça, On a effectué une modélisation par le logiciel ETABS2016, après avoir disposé de façon les voiles de contreventement, afin de pouvoir interpréter les résultats obtenus et d'aboutir au ferrailage des différents éléments de la superstructure.

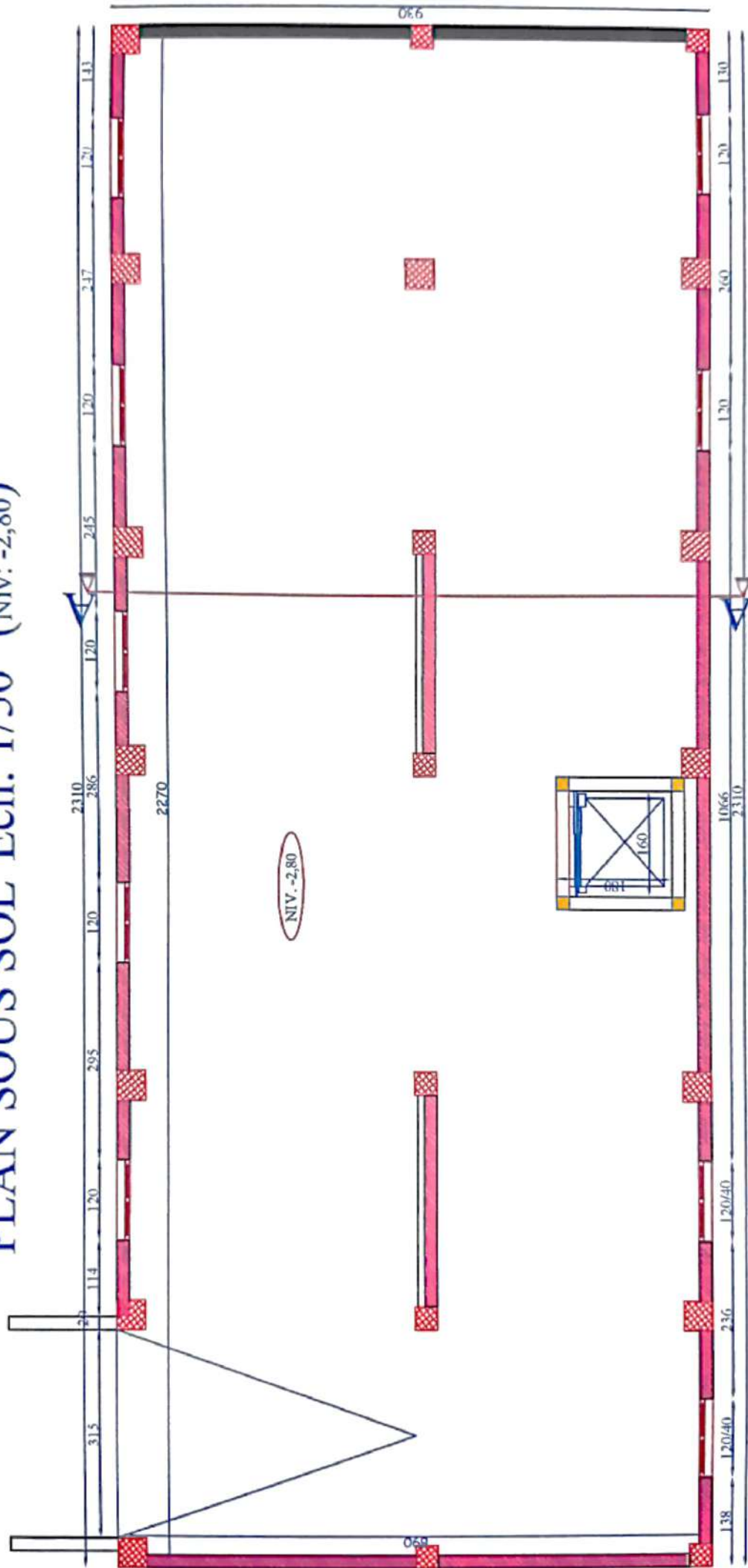
Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

Toutes ces étapes de calculs ont permis d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps et d'économie dans l'analyse et l'exécution du projet.

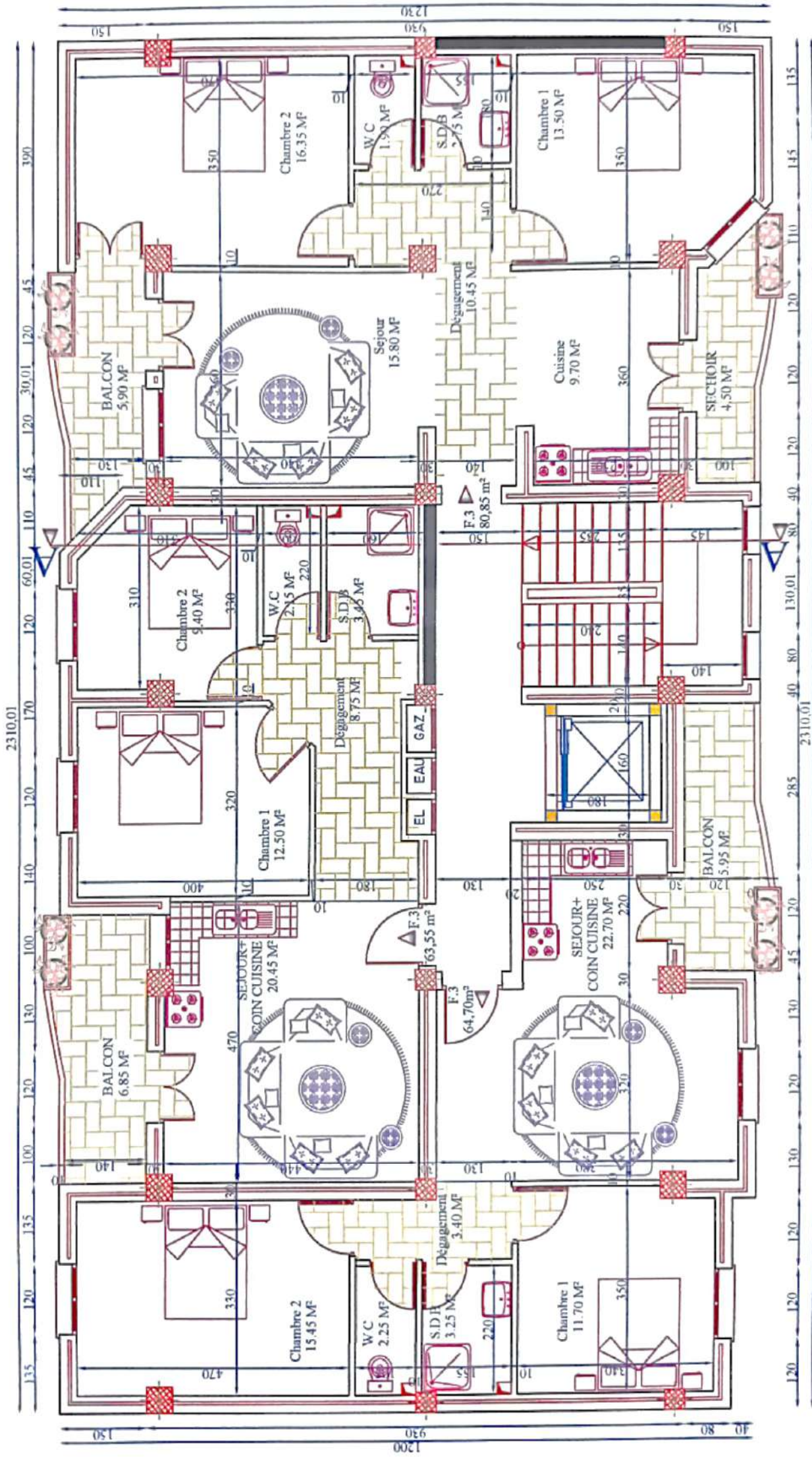
PLAN REZ DE CHAUSSEE Ech: 1/50 (Niv:±0,00)



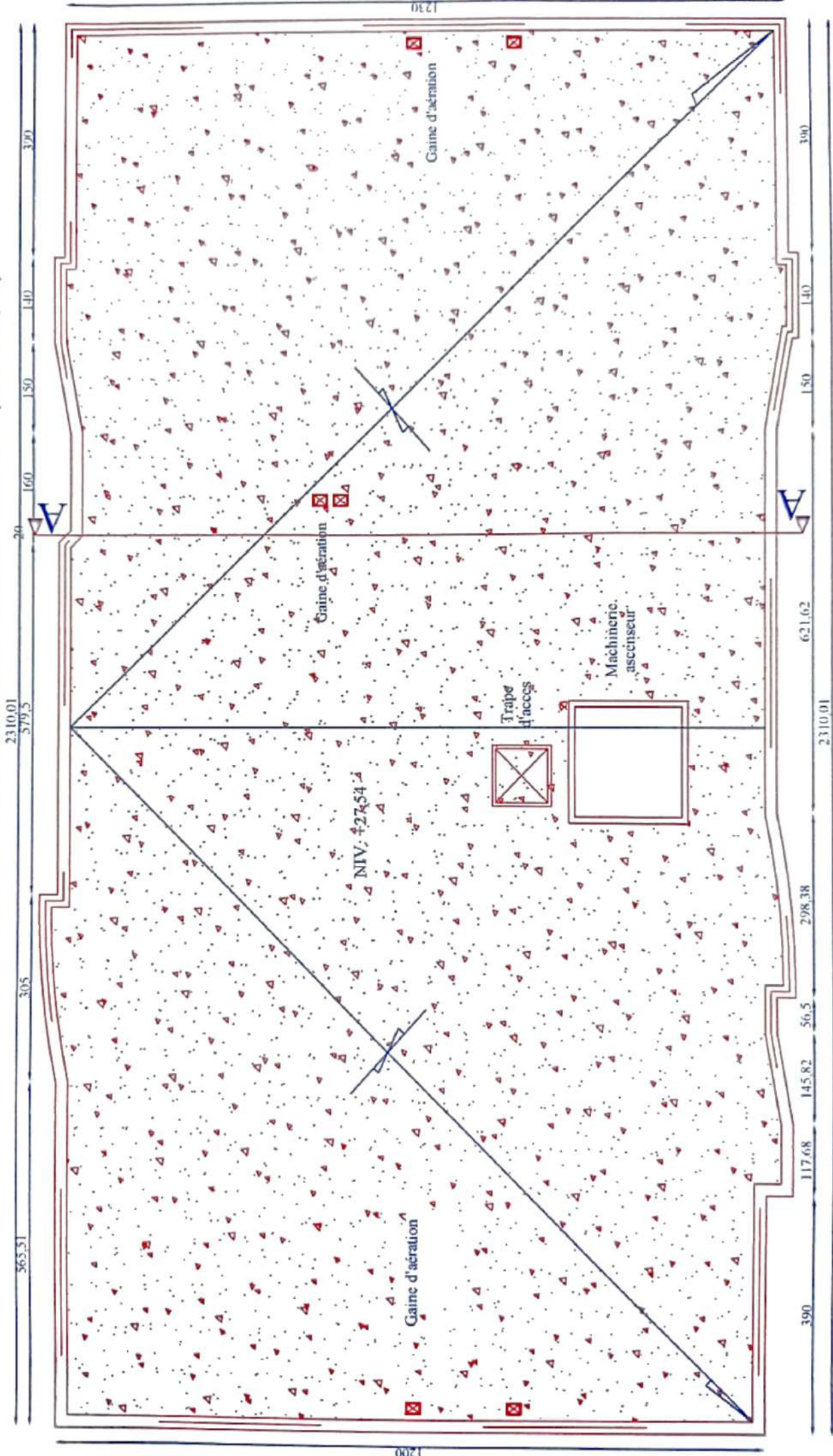
PLAN SOUS SOL Ech: 1/50 (Niv: -2,80)



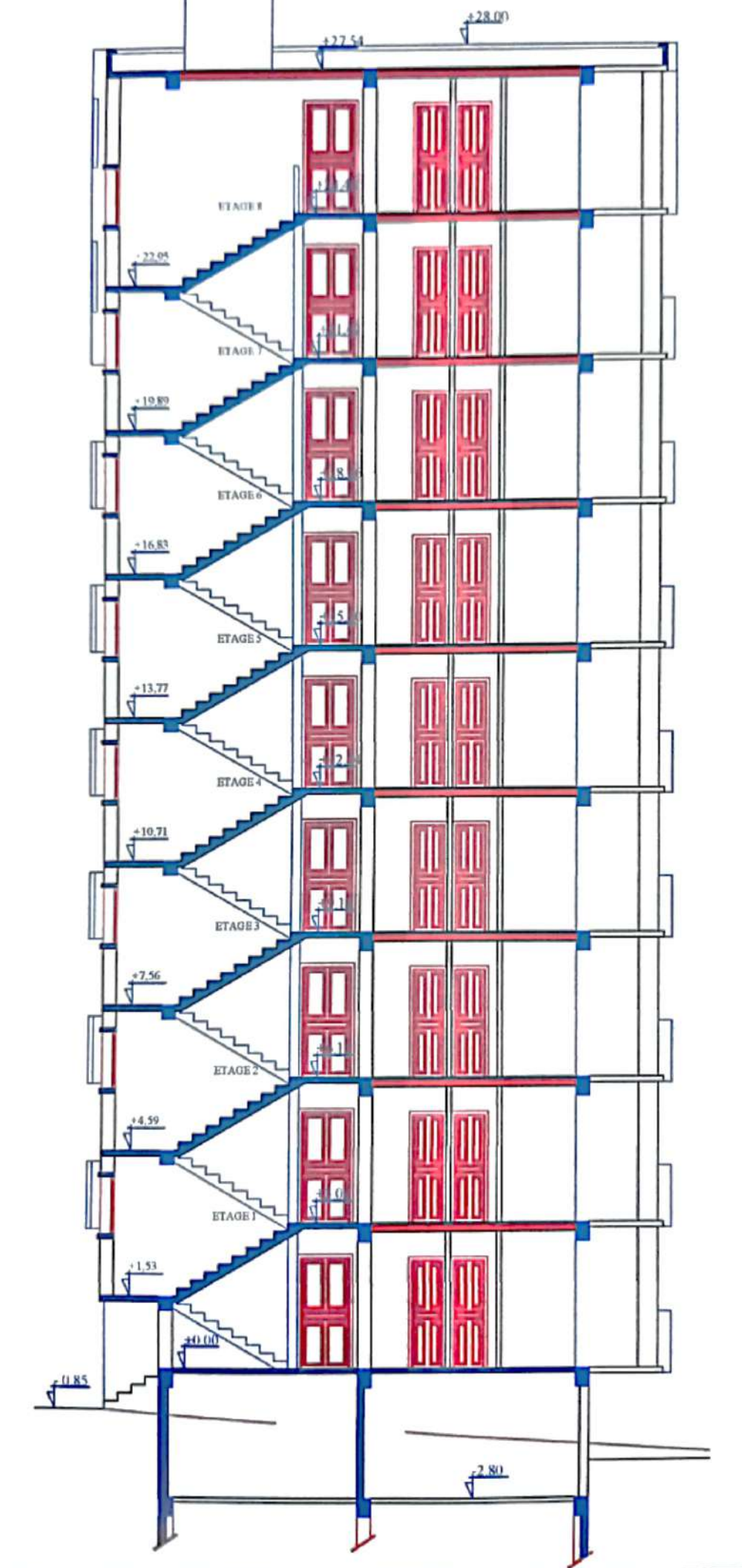
PLAN ETAGES 1 à 6 Ech: 1/50 (Niv : +3,06-6,12-9,18-12,24-15,30-18,36 m)



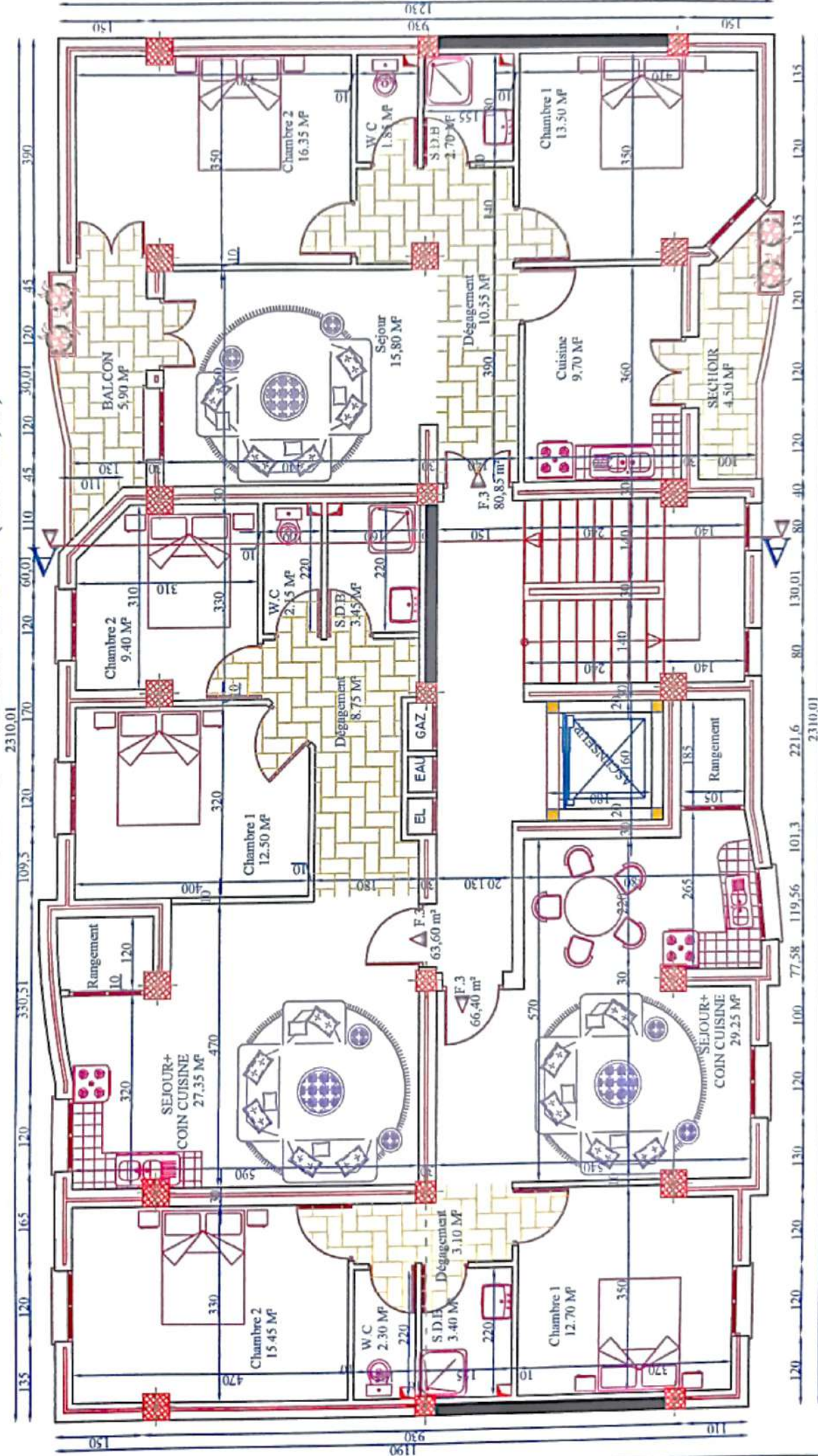
PLAN DE COUVERTURE Ech: 1/50 (Niv:+27,54)



COUPE A-A Ech: 1/50



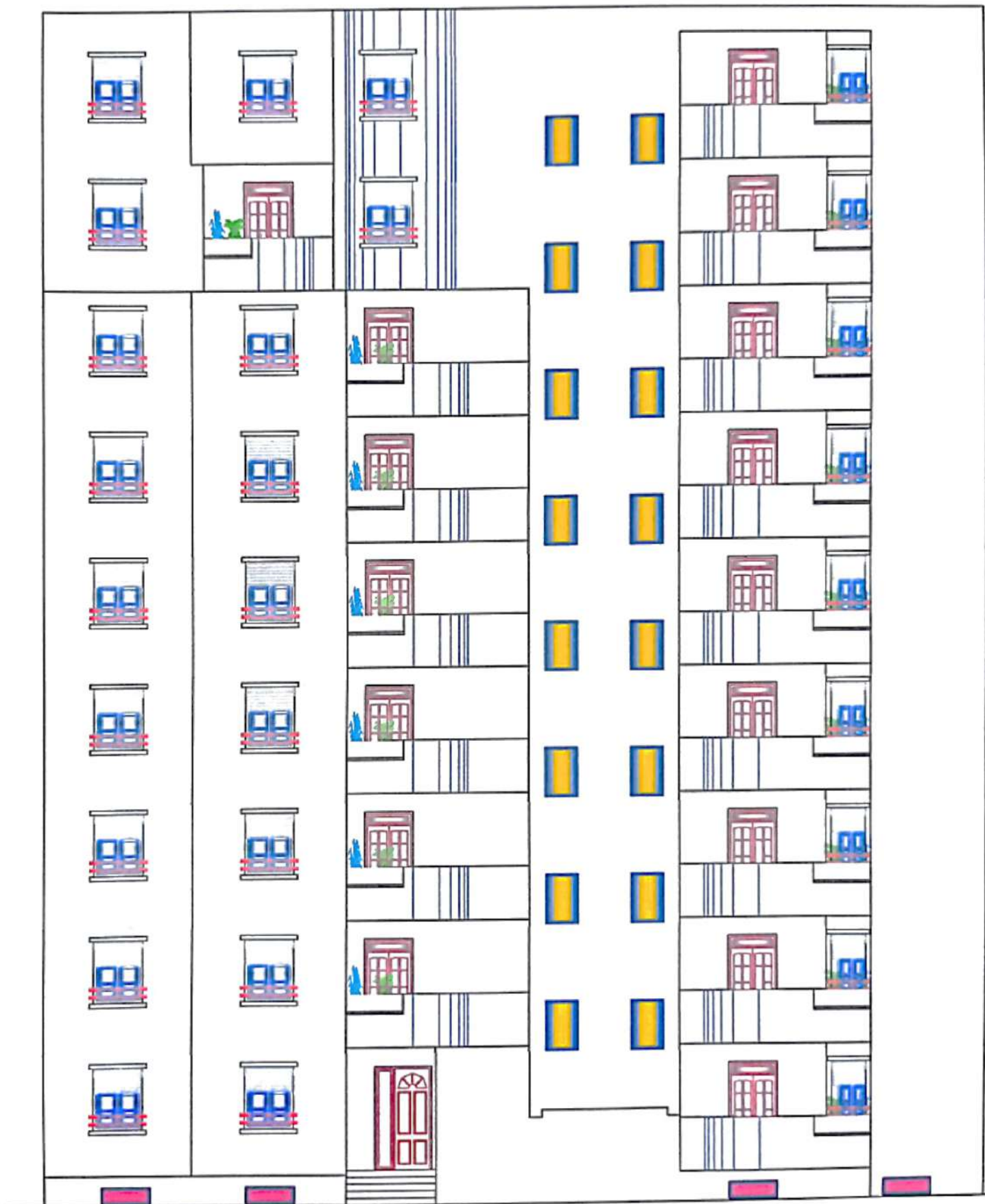
PLAN ETAGE 8 Ech: 1/50 (Niv:+24,48)



PLAN DE COUVERTURE Ech: 1/50 (Niv:+27,54)

FACADE OUEST

Ech: 1/50



VIII. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation d'une promotion immobilière de 114 logements est situé sur un terrain doté d'une pente faible à moyenne; caractérisé par de faibles dépressions.

Il est limité à l'Est par la rue ATALA AEK, à l'Ouest par la zone non aedificandie, au Nord par l'ilot n° 15, n° 16 et une bâtisse en R+1 et au Sud par l'ilot n° 12 et un Oued.

La géologie du site est constituée par des argiles limoneuses noirâtres et rougeâtre légèrement graveleuse, une nappe alluvionnaire de dimensions moyennes à grossières composée par des argiles, limons, graviers, galets et blocs calcaire et gréseux, reposant sur une formation de marnes limoneuses associées avec des grés.

En se basant sur la nature du sous-sol, les caractéristiques géotechniques ainsi que les résultats des essais pénétrométriques nous vous recommandons des fondations superficielles de type radier qu'il y a lieu d'ancrer à partir de **2m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible **1,5 bars**.

Le sous sol du site est constitué par une nappe alluvionnaire, composée par des argiles, sables graviers, galets et blocs, d'où cette formation hétérogènes peuvent engendrer des tassements différentiels, d'où il ya lieu d'opter pour un compactage de l'assise de fondation afin d'éliminer tous les vides.


Les tassements seront ressentis lors de la construction de l'ouvrage qui consiste à la réorganisation des éléments graveleux

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, il ya lieu d'effectuer :

- Un drainage efficace des eaux pluviales et les eaux de surface.
- Réaliser des dispositifs de protection du ravin contre les affouillements et l'érosion
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des structures en béton armés.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure

INGÉNIEUR CHARGÉ DE L'ÉTUDE





Annexe IV
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33