

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

MEMOIRE de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : structures

Thème

Etude d'un bâtiment(R+9 plus 2entre sol)a usage multiple
contreventé par un système mixe

Mémoire présenté par :

OUTEMZABET Toufik

SIDANE Silya

Devant les Jury:

Nom et Prénom Université

Mr HADDI

Président

Mr TAHAKOURT

Examineur

Encadreur :

M^{lle} A. SELAMI

Année universitaire 2018/2019

REMERCIEMENT

*Nous tenons tout d'abord à remercier **DIEU** le tout puissant, pour la santé et le courage qu'il nous a donné pour réaliser ce modeste travail.*

*Nous remercions très vivement notre Promotrice **MLLe SELAMI ASMA**, de l'aide précieux qu'elle a toujours bien voulu nous apporter, et pour nous tendre la main à chaque fois qu'on a besoin.*

*Nous présentons aussi nos sincères remerciements au **président du jury et les membres de jury** examinateurs d'avoir accepté d'évaluer ce travail.*

Toute la promotion MASTER Structure
2018/2019

Enfin, Nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidés de près et de loin à réaliser ce travail.

OUTAMZABET et SIDANE

DEDICACES

Nous dédions ce travail qui est le fruit de toute une vie d'études :

A ceux qui ont toujours dévoué et sacrifiés pour nous ;

Ceux qui nous ont aidés du mieux qu'ils puissent pour réussir ;

Ceux qui nous ont accompagnés tout au long de ce parcours ;

Ceux qui ont toujours été là dans nos moments de détresse ;

Nos chers parents

Nos frères et sœurs

Nos familles

Nos amis et camarades

Et à tous ceux qui nous sont chers

TOUFIK

SILYA

Sommaire

I. Généralités	2
I.1 Présentation de l'ouvrage :	2
I.2 Caractéristiques de l'ouvrage :	2
I.2.1 Caractéristiques géométrique :	2
I.2.2 Caractéristiques structurales :	2

CHAPITRE II

II.1 Pré dimensionnement des planchers :	3
II.2 Plancher à corps creux :	3
II.3 Plancher à dalle pleine	3
II.3.1 Types de dalles pleines	4
II.3.2 Critère de résistance.....	4
II.4 Les poutrelles.....	4
II.4.1 Disposition des poutrelles.....	4
II.4.2 Pré dimensionnement des poutrelles	5
II.4.3 Pré dimensionnement des poutres :	5
II.4.3.1 Poutre principales (pp)	5
II.4.3.2 Poutres Secondaires (PS).....	6
II.5 Pré dimensionnement des escaliers	6
II.5.1 La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :	6
II.6 Evaluation des charges et des surcharges :	7
II.7 Pré dimensionnement du Poteau.....	9
II.7.1 Pré dimensionnement du Poteau.....	9
II.7.2 L'acrotère :	14
II.8 Les voiles.....	14

chapitre III

III.1 Introduction	16
III.2 Etudes des planchers :	16
III.2.1 Plancher à corps creux :	16

III.2.2 Etude des poutrelles.....	16
III.3 Calcul des moments	18
III.3.1 Moment en travée.....	18
III.3.2 En appuis.....	18
III.4 Les différents types de poutrelles.....	20
III.5 Exemple de calcul	22
III.5.1 Etude de poutrelle dans le plancher de service (type 4):.....	22
III.5.2 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :.....	22
III.5.3 Ferrailage des poutrelles:	24
III.5.4 Vérification de la condition de non fragilité :	25
III.5.5 Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :.....	25
III.5.6 Calcul de l'armature aux appuis de rive:.....	25
III.6 Etude de poutrelle dans le plancher de service (type 3):.....	31
III.7 Ferrailage des poutrelles:	34
III.7.1 Vérification de la condition de non fragilité :	34
III.7.2 Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :.....	35
III.7.3 Calcul de l'armature aux appuis de rive:.....	35
III.7.4 Vérifications à ELU :	36
III.7.5 Ferrailage transversal :	36
III.7.6 Espacement S_t :.....	36
III.7.7 Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:.....	37
III.7.8 Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :	37
III.7.9 Etat limite d'ouverture des fissures:.....	38
III.8 Propriété de la section :	40
III.9 Calcul des déformations E_i et E_v :	40
III.10 Evaluation des flèches :.....	41
III.11 Schéma de ferrailage des poutrelles	42
III.11.1 Ferrailage de la dalle de compression :.....	43
III.12 Calcul des chainages	43
III.12.1 Définition	43
III.12.2 Dimensionnement.....	44
III.12.3 Calcul des sollicitations.....	44

III.12.4 Calcul à L'ELU :	44
III.12.5 Ferrailage.....	44
III.12.6 Vérifications	45
III.13 Evaluation de la flèches CBA 93 (Article B .6.5.2).....	45
III.13.1 Vérification de la fléché	46
III.14 Schéma de ferrailage	46
III.15 Étude des dalles pleines :	46
III.15.1 Introduction	46
III.15.2 Evaluation de charges.....	47
III.15.3 Calcul des sollicitations :	47
III.15.4 Calcul des moments réels :	47
III.15.5 Le ferrailage : le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire	47
III.15.6 Vérification de l'espacement.....	48
III.15.7 Vérification des diamètres des barres.....	48
III.15.8 Schéma de ferrailage	50
III.16 Etude des escaliers.....	55
III.16.1 La 1ere volée	55
III.16.2 2 ^{ème} volée :	58
III.17 Etude de la poutre brisée	61
III.18 Etude de l'acrotère :	64
III.19 Etude de L'ascenseur :	69

Chapitre IV

IV.1 Introduction.....	70
IV.2 Modélisation.....	70
IV.3 Choix de la méthode de calcul	71
IV.3.1 Méthode statique équivalente.....	71
IV.3.2 Méthode dynamique.....	71
IV.4 Présentation de la méthode modale spectrale.....	71
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale.....	74
IV.5.1 Période de vibration et participation massique	74

IV.6 Justification de l'interaction voiles-portiques	77
IV.6.1 Vérification de la résultante des forces sismique à la base Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$	78
IV.6.2 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	78
IV.6.3 Justification vis-à-vis de l'effet (P-A).....	79
IV.6.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	80
IV.7 Conclusion.....	80
 Chapitre V	
Introduction	82
V.1 Etude des poutres.....	82
V.1.1 Recommandations	82
V.1.2 Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)	82
V.1.3 Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2) – La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% \times h$	82
V.1.4 Sollicitation et ferrailage des poutres	83
V.1.5 L'espace des armatures transversales : D'après le RPA 99	84
V.1.6 Calcul des longueurs recouvrement	84
V.2 Etude des poteaux :.....	86
V.2.1 Introduction :	86
V.2.2 Recommandations du RPA99 (version 2003) :	86
V.2.2.1 Armatures longitudinales :	86
V.2.2.2 Armatures transversales :	87
V.2.2.3 Sollicitations de calcul :	88
V.2.3 Calcul du ferrailage	88
V.2.4 calcul sous <i>N_{min}etM_{corr}</i> :.....	89
V.2.5 calcul sous <i>M_{max}etN_{corr}</i> :.....	89
V.2.6 Armatures transversales :	90
V.2.7 Vérifications :	90
V.3 Étude des voiles.....	95
V.3.1 Recommandation du RPA99 version 2003	96
V.3.2 Exemple de calcul.....	97
V.3.3 Exemple de calcul.....	98

Chapitre VI

VI.1 INTRODUCTION	100
VI.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	100
VI.2.1 Vérification des semelles isolées	100
VI.2.2 Vérification des semelles filantes.....	101
VI.3 Radier général :	101
VI.3.1 Dimensionnement	102
VI.3.2 Dimensions du radier	102
VI.3.3 Calcul de la surface du radier.....	102
VI.3.4 Les vérifications :.....	103
VI.4 Ferrailage du radier	104
VI.5 Voile périphérique :	111
VI.5.1 Introduction :	111
VI.5.2 Dimensionnement des voiles :	111
VI.5.3 Caractéristiques du sol	112
VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges	112
VI.5.5 Ferrailage du voile :	112
VI.5.6 Vérifications :	114

Liste des figures

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	3
Figure II.2 : Dalle sur 4 appuis (D1).....	4
Figure II.3 : Dalle sur 3 appuis (D2).....	4
Figure II.4 : Coupe transversale des poutrelles.....	5
Figure II.7 : coupe verticale d'un voile.....	15
Figure III.1 : Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées	17
Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	17
Figure. III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	17
Figure. III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	18
Figure. III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	43
Figure III.6 : Détail de ferrailage de la poutre de chaînage.....	46
Figure III.7 : Dalle sur 4 appi (D1).....	47
Figure III .8 : Détail de ferrailage dalle pleine sur quatre appuis.....	50
Figure III.9 : Dalle sur 3 appuis.....	51
Figure III .10 : Détail de ferrailage dalle pleine sur trois appuis.....	54
figure III .11 :Dalle sur 2 appuis.....	54
Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de dalle pleine sur 2 appuis (D3)	55
Figure III.13 :Les différents chargements sur la 1 ^{ere} volée.....	56
.....	57
Figure III.14 :1 ^{éme} tronçon de la volée 1	57
Figure III.15 : Les différents chargements sur volée 2.....	59
Fig. III.16 : Schéma de ferrailage de l'escalier	61
Figure III.17 . Schéma de ferrailage de la poutre brisé.	64
Figure III.18 : Coupe transversale de l'acrotère	65
Figure III.19 : Section à ferrailer.....	66
Figure III.20 : schéma de ferrailage de l'acrotère	69

Figure IV .2 : La distribution des voiles	74
Figure IV.3 : mode 1(translation selon l'axe x-x).....	75
Figure IV .4 : mode 2 (translation selon l'axe y-y).....	76
Figure IV.5 : mode 3(rotation selon l'axe z-z).....	76
Figure V.1 : Zone nodale poteau-poutre.....	87
Figure V.2 : Section du poteau.....	92
Figure V.3 : Les moments résistant dans la zone nodale.....	94
FigureVI.1 : Schéma d'une semelle isolée	101
Figure VI. 2: les efforts transmis à la semelle filante	102
Figure VI. 3 : schéma statique de nervure selon X-X	109
Figure VI.4 : schéma statique de nervure selon Y-Y	109
Figure VI.5 : Répartition des contraintes sur le voile Périphérique au niveau de l'entre sol 1.	113

Liste des tableaux

Tableau 1 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	7
Tableau 2 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible corps creux ...	7
Tableau 3 : Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine	7
Tableau 4 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine	8
Tableau 5 : Evaluation des charges revenant au balcon dalle pleine	8
Tableau 6 : Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	8
Tableau 7 : Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....	9
Tableau 8 : Dimensionnement Préliminaire :	9
Tableau 9 : Résultats de la descente de charge du poteau.....	10
Tableau 10 : Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	12
Tableau 11 : Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	13
Tableau 12 : Dimensions des poteaux	13
Tableau III.1 : type de poutrelles.....	20
Tableau III.2 : les sollicitations max de de poutrelles à L'ELU.....	41
Tableau III.3 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	42
Tableau III.4 : Résumé des résultats de ferrailage de la poutre de chaînage	44
Tableau III.5 : Evaluation de la flèche dans la poutre de chaînage.....	46
Tableau III.6 : Résultats de ferrailage du la dalle sur 4 appuis	48
Tableau III .7 : Vérification des contraintes dans le béton.....	49
Tableau III.8 : Vérification des contraintes dans l'acier	50
Tableau III.9 : Evaluation de la flèche dans le 1 ^{ème} type de dalle	50
Tableau III .10 :Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle	52
Tableau III.11 :Résultats de ferrailage de 2^{ème} type de dalle	53
Tableau III .12 :Résultats de ferrailage du 3^{ème} type de dalle.....	54
Tableau III.13 : Vérification des contraintes.....	55
Tableau III.14 : Tableau de ferrailage de la Volée 1.....	57
Tableau III.15 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	58

Tableau III.16 : Evaluation de la flèche POUR LA Volée 1	58
Tableau III.17 : Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie	59
Tableau III.18 : Résultats de ferrailage du l'escalier	60
Tableau III.19 : Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	60
Tableau III.20 : vérification des contraintes.....	60
Tableau III.21. Les résultats de la vérification des conditions de la flèche	60
Tableau III.22 : Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	62
Tableau III.23: Vérification des contraintes.....	64
Tableau III.24 : Charge permanente revenant à l'acrotère.....	65
Tableau III.25: Combinaisons d'action de l'acrotère.....	66
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités dans les deux sens x et y	72
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	75
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	77
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales	77
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	78
Tableau IV.6 : Vérifications des déplacements de niveaux.....	78
Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-A	79
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit	80
Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux	80
Tableau V.1 : Sollicitations maximales dans les poutres.....	83
Tableau V.2 :Ferrailage des poutres principales (30x50) cm	84
Tableau V.3 : Ferrailage de la poutre secondaire (35x30) cm².....	84
Tableau V.4 : Vérification des contraintes tangentielles.	85
Tableau V.5 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	85
Tableau V.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton.	85
Tableau V.7 : Vérification de la flèche pour les poutres.	86
Tableau V.8 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	87

Tableau V.9 : Sollicitations dans les poteaux	88
Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des poteaux.	90
Tableau V.11 : Calcul des armatures transversales.	90
Tableau V.12 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	91
Tableau V.13 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	92
Tableau V.14 : Vérification des contraintes de cisaillement	93
Tableau V.15 : Dimensions de la zone nodale.....	93
Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poteaux selon le sens principal.....	94
Tableau V.17 : Les moments résistants dans les poteaux selon le sens secondaire.....	94
Tableau V.18 : moments résistants dans les poutres principales.	94
Tableau V.19 : moments résistants dans les poutres secondaires.....	94
Tableau V.20 : Vérification des zones nodales selon les sens principales.	95
Tableau V.21 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.	95
Tableau V.22 : Sollicitations maximales dans le voile VX1 // à X-X'	97

Résumé

Ce projet présente une étude d'un bâtiment en béton armé (R+9 plus 2 entres sols) à usage commercial, service et d'habitation, situé à (W) BEJAIA.

Cette région est classée selon les règles parasismiques algériennes {**RPA99/version 2003**} en zone de moyenne sismicité Iia.

Cette étude se compose de deux parties principales, dont la première partie est l'étude de la superstructure qui contient :

- ☒ Généralités
- ☒ Pré dimensionnement
- ☒ Calcul des éléments secondaires (planchers, escalier,...)
- ☒ Étude dynamique de la structure, nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement.
- ☒ Étude des éléments structuraux.

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, qui se base sur une étude géotechnique appropriée, suivie d'une conclusion générale, ceci en tenant compte des recommandations du **BAEL91** modifiée **99** et **RPA 2003**.

Introduction général

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+9+2ENTRE SOL) il regroupe à la fois commerces, service et logements d'habitations et il est contreventé par un portique auto stable avec remplissage en maçonnerie. Pour cela nous avons suivre le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage.
- ✓ le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaire.
- ✓ le quatrième chapitre, pour la modalisation et l'étude sismique.
- ✓ le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.

I. Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage mixte (habitation-service-commerce) faisant partie d'un ensemble promotionnel. Sa structure est en R+9+2 E/SOL ayant une forme irrégulier et implantée au territoire de la wilaya de Bejaïa. Cette région est classe zone a moyenne sismicité (zone II a) selon le (RPA/version 2003),

I.2 Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1 Caractéristiques géométrique :

- La hauteur du bâtiment 35.36m
- La hauteur d'entresol 2 3.57m
- La hauteur d'entre sol 1 2.89m
- La hauteur du R D C 2.89 m
- La hauteur de chaque étage 2.89m
- La dimension suivant xx 22.70m
- Dimension suivant yy 21m

I.2.2 Caractéristiques structurales :

- ❖ **L'ossature** : étant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (**II_a**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques (article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)
- ❖ **Les planchers**

Dans notre projet nous avons adopté des planchers a corps creux avec une dalle de compression en béton arme Les planchers sont des aires destinées à séparer des différents niveaux de l'ouvrage, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les façades et les cloisons**
 - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10 à 15) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
 - Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm
- ❖ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse inaccessible qui va servir comme garde du corps et empêche l'infiltration des eaux pluviale.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- plancher à corps creux
- plancher à dalle pleine

II.2 Plancher à corps creux :

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

Avec h_{cc} : la hauteur de revêtement + chape + béton

h_{dc} : la hauteur de hourdis

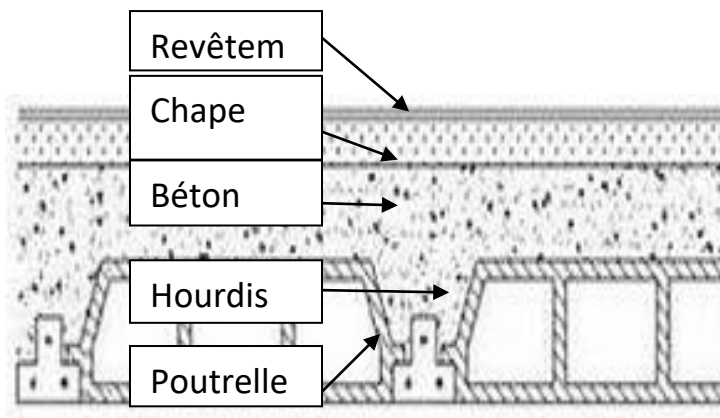


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

$$h \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

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

$$l_{max} = 4.53 - 0.3 = 4.23m$$

$$h \geq \frac{4.23}{22.5} = 0.188m = 18.8cm$$

$$\text{On prend : } h_t = h_{cc} + h_d = (16 + 4) = 20cm$$

II.3 Plancher à dalle pleine

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux portées l_x et l_y . On désigne par l_x la plus petite des portées.

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

II.3.1 Types de dalles pleines

- Dalle (D1) sur 4 appuis

$$l_x = 3.25m \quad ; \quad l_y = 3.85m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.25}{3.85} = 0.84m > 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$$

$$7.22 < e < 8.13 \leftrightarrow e = 5cm$$

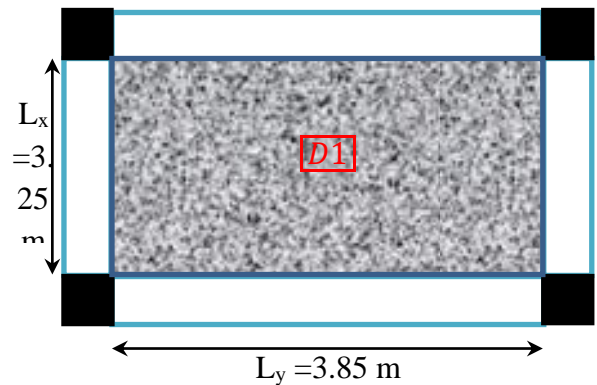


Figure II.2: Dalle sur 4 appuis (D1)

- Dalle (D2) sur 3 appuis

$$l_x = 1.9m \quad ; \quad l_y = 2.80m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.67 > 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$$

$$4.22 < e < 4.75 \rightarrow e = 4.5cm$$

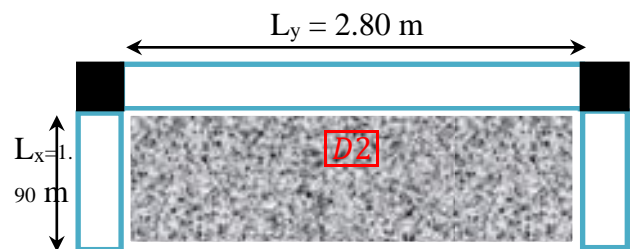


Figure II.3 : Dalle sur 3 appuis

- Dalle (D3) sur 2 appuis

$$l_x = 1.6m \quad ; \quad l_y = 4.7m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.34 < 0.4$$

$$\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30} \rightarrow 4.57 < e < 5.33 \rightarrow e = 5cm$$

II.3.2 Critère de résistance

- ✓ $e \geq 7cnpr$ 1h de coupe feu
- ✓ $e \geq 11cnpr$ 2h de coupe feu
- ✓ $e \geq 14cnpr$ 3h de coupe feu

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines balcon **e=12cm**

II.4 Les poutrelles

II.4.1 Disposition des poutrelles

- La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux Critères suivants :
- le critère de la petite portée afin de diminuer la flèche
 - le critère de la continuité.

II.4.2 Pré dimensionnement des poutrelles

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

h : Hauteur totale de la poutrelle (Hauteur d'un plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : la largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : la largeur efficace .

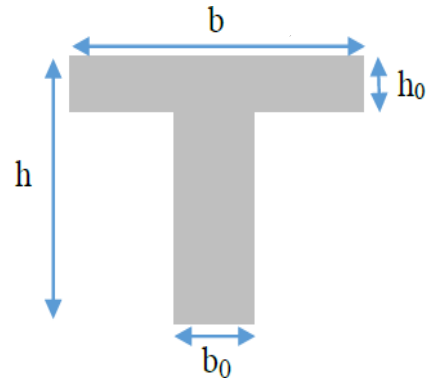


Figure II.4: Coupe transversale des poutrelles

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

Plan de la dispositions des poutrelles (annexe3)

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles

l_y : La longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

Dans notre cas on a :

$$h = 20cm \quad h_0 = 4cm \quad b_0 = 12cm$$

$$l_x = 65 - 12 = 53cm$$

$$l_y = 300 - 40 = 260cm$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{260}{10} \right)$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min (27.5cm, 26cm)$$

$$b = 52 + 12 = 64cm$$

II.4.3 Pré dimensionnement des poutres :

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

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

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

II.4.3.1 Poutre principales (pp) :

$$L_{max} = 7.7 - 0.3 = 7.40m$$

$$\text{Donc } \frac{740}{15} \leq h \leq \frac{740}{10}$$

$$49.33 \leq h \leq 74$$

On prend $h=50cm$ et $b=30cm$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$h = 50cm > 30cm$ vérifiée

$b = 30cm > 20cm$ vérifiée

$h/b = 1.66 < 4 \dots \dots \dots \dots \dots$ vérifié

II.4.3.2 Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 4.53 - 0.3 = 4.23m$$

$$\text{Donc } \frac{423}{15} \leq h \leq \frac{423}{10}$$

$$28.2cm \leq h \leq 42.3cm$$

On prend $h = 35cm$ et $b = 30cm$

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

$h = 35cm \geq 30cm \dots \dots \dots \dots$ vérifiée

$b = 30cm > 20cm \dots \dots \dots \dots$ vérifiée

$h/b = 1.16 < 4 \dots \dots \dots \dots$ vérifiée

II.5 Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre

II.5.1 La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

– la hauteur(h)des contremarches se situe entre 14 et 18 cm;

– la largeur(g) se situe entre 25 et 32 cm.

D'après la formule BLONDEL :

$$58 \leq 2h+g \leq 64cm$$

$$n = 17, \quad g = 30cm, \quad H = 2,89m$$

n : Le nombre de contre marches

h : la hauteur des contres marches

H : la hauteur étage

$$h = \frac{H}{n} = 17cm$$

- **Inclinaison des paillasses**

$$\text{Calcul de } \alpha : \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{119}{180} \right)$$

$$\rightarrow \alpha = 33.47$$

- **Calcul de la longueur de la paillasse**

$$L_v = \sqrt{(L_0 + H^2)} = \sqrt{(1.8^2 + 1.19^2)} = 2.15m$$

- **Epaisseur de la paillasse**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} L/30 \leq e \leq L/20 \\ e \geq 11cm \dots \dots \dots \dots \text{pour une heure de coupe feu} \end{cases}$$

D'ou : $L = L_v + L_p$ avec $L_v = 2.15m$; $L_p = 1.4m$

$$L = 3,55m.$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \leftrightarrow 11.8cm \leq e \leq 17.75cm$$

On prend : $e = 15cm$

II.6 Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau1 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

	Couche	Poids(KN/m3)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m2)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
5	Cloisons de séparation	10	0.10	1
6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente G				G=5.21KN/m²
Charge d'exploitation : Etage d'habitation				Q=1.5KN/m²
Etage à usage commerciale				Q=5KN/m²
Etage à usage service				Q=2.5KN/m²

Tableau 2 :Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible corps creux

	Couche	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m2)
1	Protection gravillon	20	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.07	1.54
4	Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
5	Pare vapeur(isolant)	/	0.01	
6	Isolation thermique	/	0.05	0.16
7	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale				G=5.68
Charge d'exploitation				Q= 1

Tableau 3 : Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

	Couche	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Poids(KN/m2)
1	Dalle pleine	25	0.12	3
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
6	Cloison	/	/	1

Charge permanente G	5.43
Charge d'exploitation Q	1.5

Tableau 4 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible endalle pleine

	Couche	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m2)
1	Protection gravillon	20	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Dalle pleine	25	0.12	3
4	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
6	Forme de pente	22	0.1	2.2
Charge permanente G				6.4
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 5 : Evaluation des charges revenant au balcon dalle pleine

	Couche		Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m2)
1	Dalle pleine		25	0.14	3.5
2	Carrelage		20	0.02	0.4
3	Mortier de pose		20	0.02	0.4
4	Lit de sable		18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment		18	0.015	0.27
6	Cloison		/	/	1
Charge permanente G					5.93
Charge d'exploitation Q					1.5

Tableau 6 : Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

	Couche	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Volée 1 ,2et 3
1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	Carrelage horizontale	22	0.02	0.44
3	Carrelage vertical	22	0.012	0.26
4	Mortier de pose horizontale	20	0.02	0.4
5	Mortier de pose vertical	20	0.012	0.24
6	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
7	Poids des marches	22	0.09	1.98
Charge permanent G(KN/m2)				7.43

Tableau 7 : Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

	Couche	Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids(KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0.15	3.75
2	Carrelage	22	0.02	0.44
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Enduit ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente G				4.95
Charge d'exploitation Q 6.				2.5

II.7 Pré dimensionnement du Poteau

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité
- 3- Conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra

L'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné le poteau

Tableau 8 : Dimensionnement Préliminaire :

Niveau	Dimension (b*h) (m ²)	Hauteur(He) (m ²)	Poids propreKN /m ² g = hbHeγc
Commerce ,service	0.45*0.45	3.75	18.07
RDC ,1 ^{er} étages	0.45*0.40	2.89	13
2 à 5	0.4*0.35	2.89	9.82
6 à 9	0.35*0.35	2.89	8.85

Avec :

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

II.7.1 Pré dimensionnement du Poteau

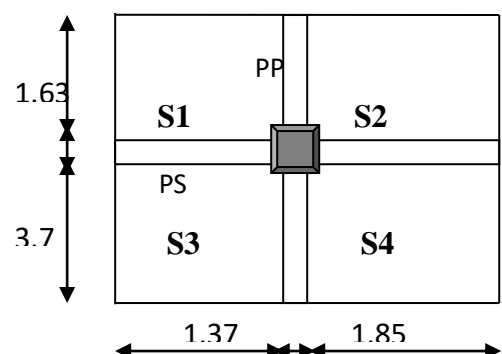
La surface affairant :

$$S = S1+S2+S3+S4 = 17.23 \text{ m}^2$$

Terrace inaccessible:

$$G_{cc} = 6.25 * S \text{ afferent} = 107.68 \text{ kN}$$

$$Q_{cc} = 1 * 20.61 = 20.61 \text{ kN}$$



$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$G_{PP}=25*(0.5*0.3)*5.33 =19.98kN$$

$$G_{PS}=25*(0.35*0.3)*3.27 =8.58kN$$

$$G_{poutre} = G_{PP}+ G_{PS}=28.56KN$$

Etage courant :

$$GCC= 5.28*17.23 =90.97kn$$

$$QCC=1.5*17.23=25.84kn$$

Etage service :

$$GCC= 5.28*17.23= 90.97$$

$$QCC=2.5*17.23= 40.07$$

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

Sous N1 : Q0

Sous N10 : Q0 + Q1

Sous N9: Q0 + 0,95(Q1 + Q2)

Sous N8: Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)

Sous N7 : Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)

Sous N : $Q0 + \left(\frac{3+n}{2*n} \right) Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5$

Tableau 9 : Résultats de la descente de charge du poteau

Etage	Elément	G	Q
N11	Plancher Poutre	113.92	20.57
	(pp+ps)	34.23	
	Poteau(35*35)	8.85	
Σ	/	157	20.57
N10	venant de N6	157	Q0 + Q1 20.57+26.11
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	
	Poteau	8.85	
Σ	/	290.78	46.68
N9	venant de N5	290.78	Q0 + 0,95(Q1 + Q2) 20.57+0.95*(26.11*2)
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	
	Poteau	8.85	
Σ	/	424.56	70.17
N8	venant de N4	424.56	Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3) 20.57+0.9*(26.11*3)
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	
	Poteau	8.85	
Σ	/	558.34	91.06
N7	venant de N3	558.34	Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4) 20.57+0.85*(26.11*4)
	Planche	90.7	
	Poutre	34.23	
	Poteau(0.4*0.35)	9.82	

Σ	/	693.09	109.34
N6	venant de N7	693.09	$Q_0+0.8*(26.11*5)$
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	$20.57+0.8(26.11*5)$
	Poteau	9.82	
Σ		827.84	125.01
N5	venant de N6	827.84	$Q_0+0.75*(26.11*6)$
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	$20.57+0.75(26.11*6)$
	Poteau	9.82	
Σ		962.59	138.06
N4	venant de N5	962.59	$Q_0+0.7*(25.04*7)$
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	$20.57+0.7(26.11*7)$
	Poteau	9.82	
Σ		1097.34	148.50
N3	venant de N4	1097.34	$Q_0+0.68*(26.11*8)$
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	$20.57+0.68(26.11*8)$
	Poteau	13	
Σ		1235.27	162.60
N2	venant de N3	1235.27	$Q_0+0.66*(26.11*9)$
	Plancher	90.7	
	Poutre	34.23	$20.57+0.66(26.11*9)$
	Poteau	13	
Σ		1373.2	175.66
N1	venant de N2	1373.2	$Q_0 + 0,65(Q_1*10)$
	Plancher	90.7	$20.57+0.65*(26.11*10)$
	Poutre	34.23	
	Poteau	14.63	
Σ	/	1512.76	190.85
N0	venant de N1	1512.76	$Q_0 + 0,63(Q_1*10 + Q_0)$
	Plancher	90.7	$20.57+0.63*(26.11*10+43.07)$
	Poutre	34.23	
	Poteau	18.07	
Σ	/	1655.76	212.48

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

-10 %... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées

-15 %... Poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$N_u' = 1.1 * N$$

$$\text{Avec } N_u = 1.35G + 1.5Q = 2553.99 \text{ KN}$$

$$N_u' = 1.1 * N_u = 2809.39 \text{ KN}$$

Vérifications à faire :

Vérification à la compression simple

Exemple de calcul : Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma = \frac{Nu}{B} \leq \sigma_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b \times \theta$$

Avec, $\sigma_{bc} = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPa}$

$$B \geq Nu / \sigma_{bc} = 2666.26 \times 10^{-3} / 14.2 \Rightarrow B \geq 0.19 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau d'étage commerce ,service, RDC $B = 0.45 \times 0.45 = 0.20 \text{ m}^2$

Donc : $B = 0.189 \leq 0.20 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

$$\sigma = Nu' / B \quad \text{d'où} \quad \sigma_{bc} = 2666.26 / 0.2 = 13.33 \text{ Mpa}$$

donc $\sigma = 13.33 \leq \sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$ 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 10 : Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu' (KN)	Comparaison (B ≥ Bcalc)		Comparaison (σ ≤ σ _{bc})		Observation
		B	Bcalc	Σ	σ _{bc}	
0,1,2	2601.14	0.20	0.18	13.33	14.2	Vérifiée
3,4,5,6,7	1893.56	0.16	0.13	12.13	14.2	Vérifiée
8,9,10,11	966.94	0.12	0.068	8.25	14.2	Vérifiée

Vérification au flambement

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

$$Nu \leq \alpha ((Br \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (As \times f_e) / \gamma_s)$$

Avec :

- Br = (b - 2) × (h - 2) : section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)
- As: section d'armature comprimée.
- γ_s = 1,15 : coefficient de sécurité de l'acier.
- f_e = 400 MPa

On a $\alpha = (\lambda)$ avec : $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ si $\lambda \leq 50$

$$\alpha = 0.6 (50/\lambda)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 7$$

$$\lambda = lf / i$$

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)

$I = b \times h^3 / 12$: moment d'inertie

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

Exemple de calcul

Vérification 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 11 : Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

ETAGE	Nu'(KN)	L0(m)	lf(m)	λ	α	Br(m2)	Brcal(m2)	Observation
COMERC	2601.14	3.07	2.11	16.14	0.81	0.14	0.18	Vérifiée
SEVICER RDC	2601.14	2.34	1.63	12.47	0.82	0.14	0.18	Vérifiée
1,2,3,4,5	189356	2.34	1.63	14.11	0.82	0.10	0.14	Vérifiée
6,7,8,9	966.94	2.34	1.63	16.09	0.81	0.055	0.122	Vérifiée

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

$\min(b,h) = 35\text{cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

$1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots$ vérifiée

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine e=14cm pour les chambres et les séjours et 12cm pour les balcons
- Epaisseur des paillasse e = 14
- Epaisseur des Voiles e=14
- Poutres Principales (55*35) cm²
- Poutres Secondaires (35×30) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Dimensions des poteaux

Niveaux	Commerce serviceRdc	ETAGE 1 ,2 ,3 ,4 ,5	ETAGE 6, 7 ,8 ,9
Dimensions(m2)	0.45*0.45	0.4*0.4	0.35*0.35

II.7.2 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture avec une hauteur $H=50$ cm.

$$S = 0.5 \times 0.15 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

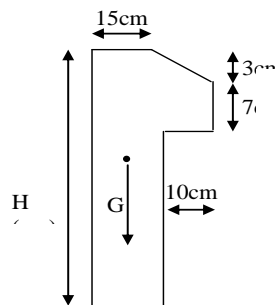
$$S = 0.0835 \text{ m}^2$$

II.7.2.1 Charge Permanente

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

- $G = 25 \times 0.0835 \times 1 = 2.08 \text{ Kn/ml}$

**Figure II.5** Vue en plan d'un acrotère**Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.71 + 0.4 = 3.11 \text{ KN/ml}$$

La Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

II.8 Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les

deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) suivantes :

- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ Pour les voiles simples
- $a \geq 15\text{cm}$
- $L \geq 4a$

h_e : hauteur libre d'étage.

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

Niveau 1 : $h_e = 357 - 20 = 337\text{ cm}$

$$a \geq \frac{337}{20} \Rightarrow a \geq 16.85\text{cm} \quad \text{on prend} \quad a = 20\text{cm}$$

$$L \geq 4 \times 20 \Rightarrow \text{on prend} \quad L \geq 80\text{cm}$$

Autre niveau : $h_e = 289 - 20 = 269\text{ cm}$

$$a \geq \frac{269}{20} \Rightarrow a \geq 13.45\text{cm}$$

D'après le (RPA99), on ne peut pas prendre $a = 15\text{ cm}$ pour le 1^{er} étage car on aura un changement brusque de rigidité par rapport au RDC donc on adoptera les dimensions suivantes :

1^{er}Niv, 2^{em}Niv et RDC, étage 1,2,3,4,5 : $a = 20\text{ cm}$.

Etage 6,7,8,9 : $a = 15\text{ cm}$.

Voile de la cage d'ascenseur : Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le **RPA 99/200**

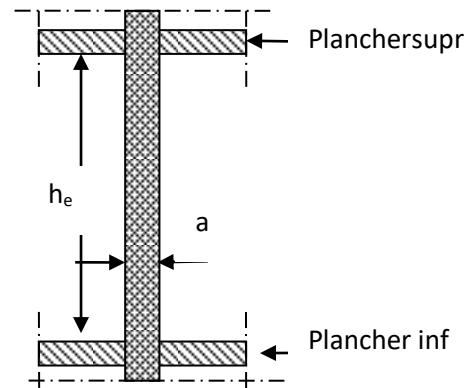


Figure II.7 : coupe verticale d'un voile

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation et éventuellement sous l'action des charges sismiques pour certains éléments comme l'acrotère.

III.2 Etudes des planchers :

III.2.1 Plancher à corps creux :

Il est composé de poutrelles et la dalle de compression

III.2.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

- **Méthode de calcul**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

➤ **Domaine d'application (B.6.210)** : Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

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

Remarque :

- Si la première condition n'est pas vérifiée c'est à dire le plancher à surcharge élevée, on applique la méthode de Caquot.
- Si la 2^{ème} ou la 3^{ème} ou la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

➤ 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 :

a) $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0; (1+0.3) M_0)$

b) $M_t \geq (1+0.3) M_0 / 2 \rightarrow$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3) M_0 / 2 \rightarrow$ dans une travée de rive.

c) la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis 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 : le moment maximal isostatique dans une travée considérée.

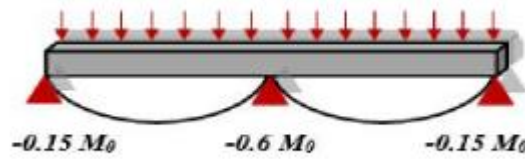


Figure III.1 : Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

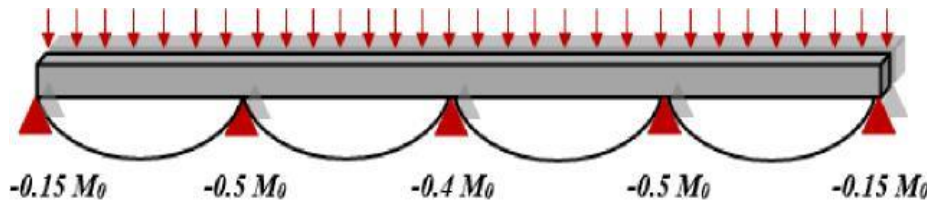


Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

M_t : le moment hyperstatique (cherché) max dans la travée considérée.

M_g : le moment max sur l'appui de gauche (par rapport à la travée calculée).

M_d : le moment sur l'appui droit.

Et $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque :

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

$$M_a = -0.15M_0. \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^2)$$

Evaluation des efforts tranchants :

Armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant V_{max} . Les efforts tranchants sont déterminés forfaitairement en supposant qu'il y'a une discontinuité entre les travées c'est-à-dire que les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour le premier appuis intermédiaire (voisin de rive) où 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.

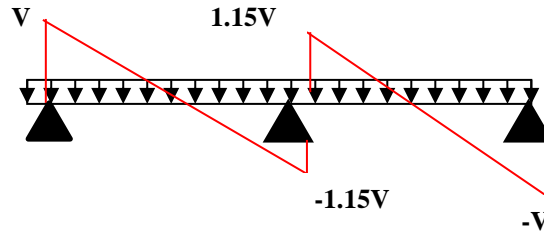


Figure. III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

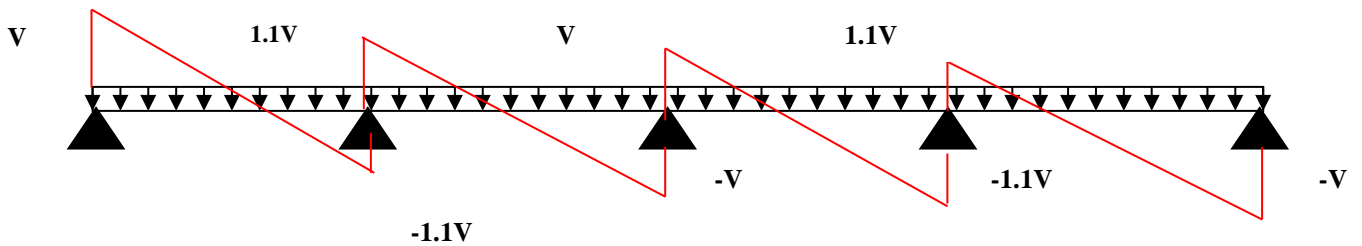


Figure. III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigés pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

III.3 Calcul des moments

III.3.1 Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; M_0(x) = \frac{p_u \times x}{2} \times (1 - x); \text{avec: } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

III.3.2 En appuis

$$M_d = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL .Art.L. III ,3)}$$

Tel que :

l'_g et l'_d :Longueurs fictives.

- ✓ q_g et q_d :charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considérée.

$$L = \begin{cases} 0.8L: \text{Travée intermédiaire} \\ L: \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- L'effort tranchant

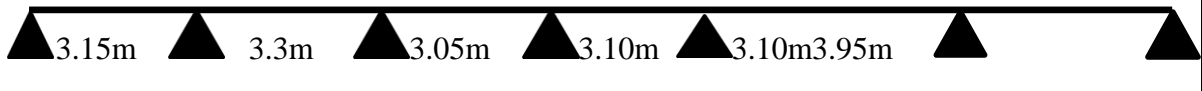



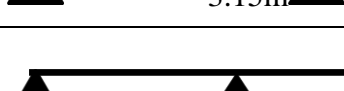

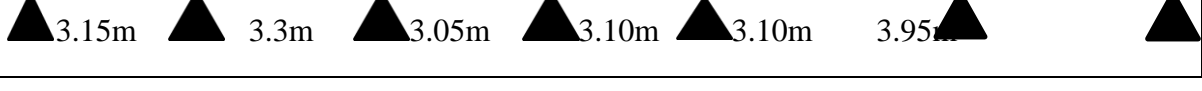
$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \text{ (BAEL (artL. III, 3))}$$



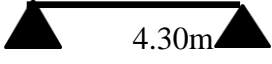

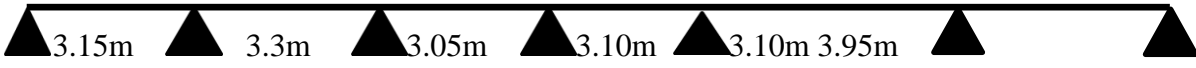



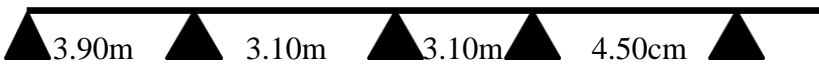


NB : si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée .

➡ Schéma de la disposition des poutrelles : (voir annexe)

III.4 : Les différents types de poutrelles

Tableau III.1 : type de poutrelles

Type	Les différents types de poutrelles Etage service
1 ^{er} Type	
2 ^{eme} Type	
3 ^{eme} Type	
4 ^{eme} type	
5 ^{eme} Type	
6 ^{eme} Type	
Type	Plancher du RDC
1 ^{er} Type	

2eme Type	
3eme type	
4eme Type	
5eme Type	
Type	Les étages courants(1^{er} au 9^{ème})
1 ^{er} Type	
2eme Type	
3eme type	
4eme Type	
Type	Terrasse inaccessible
1 ^{er} Type	
2eme Type	
3eme Type	

• **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

A L’ELU : $qu = 1.35G + 1.5Q$ et $pu = l_0 \times Pu$

A L’ELS : $qs = G + Q$ et $ps = l_0 \times Ps$

Avec : est l_0 l’entre-axe des poutrelles : $l_0 = 0.65cm$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 5.68KN/m^2$; $Q = 1 KN/m^2$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = 5,96 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = 4,34 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = 6,03 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = 4,36 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage service:**

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = 7 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = 5,01 \text{ KN/ml.}$$

Avec : p_u : la charge transmise à la poutrelle à L'ELU .

p_s : la charge transmise à la poutrelle à L'ELS.

l_0 : la distance entre axe des poutrelles.

III.5 Exemple de calcul

III.5.1 Etude de poutrelle dans le plancher de service (type 4):

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{AL'ELU} : P_u = (1,35G + 1,5Q) \times l_0 = 7 \text{ KN/m}$$

$$\text{AL'ELS} : P_s = 5,01 \text{ KN/m}$$

III.5.2 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- ✓ $Q \leq \text{Min}(2 \times 5,21, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée .
- ✓ $I = \text{constant} \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ $L_i / L_{i+1} = 3,15 / 3,3 = 0,95 \in [0,8 \text{ et } 1,25] \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ F .P.N. $\dots \dots \dots$ Vérifiée.

- **Calcul des moments isostatique**

$$M_0 = \text{Moment isostatique} : M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

À L'ELU :

$$\text{Travée AB} : M_{0u} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{7 \times 3,15^2}{8} = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} : M_{0u} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{7 \times 3,3^2}{8} = 9,54 \text{ KN.m}$$

À L'ELS :

Travée AB $M_{0s} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{5.01 \times 3.15^2}{8} = 6.21 \text{KN.m}$

Travée AB $M_{0s} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{5.01 \times 3.3^2}{8} = 6.82 \text{KN.m}$

• **Moments aux appuis**

❖ **Appuis de rives**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

Les moments effectifs $M_A = M_C = -0.15 M_0^{max}$

A L'ELU : $M_A = M_C = -0.15 \times 9.54 = -1.43 \text{KN.m}$

A L'ELS : $M_A = M_C = -0.15 \times 6.82 = -1.02 \text{KN.m}$

❖ **Appuis intermédiaires**

Appuis B

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

A L'ELU : $M_B = -0.6 \times \max(8.69, 9.54) = -5.72 \text{KN.m}$

A L'ELS : $M_B = -0.6 \times \max(6.21, 6.82) = -4.09 \text{KN.m}$

• **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.21} = 0.324; (1 + 0.3\alpha) = 1.097; \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) = 0.65$$

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \}$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

Travée AB

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{matrix} \right\} M_0^1 \rightarrow M_{t1} \geq 1.097 - \left| \frac{M_B}{2} \right|$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow M_{t2} \geq 0.65 M_0^1$$

$$M_{tAB} = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

A L'ELU : $M_{tAB} = \max(6.67, 5.63) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 6.67 \text{ KN.m}$

A L'ELS : $M_{tAB} = \max(4.77, 4.04) \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 4.77 \text{ KN.m}$

Travée BC

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{array} \right. \rightarrow M_{t1} \geq 1.097M_0^2 - \left| \frac{M_B + M_C}{2} \right|$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^2 \rightarrow M_{t2} \geq 0.55M_0^2$$

$$M_{tAB} = \max(M_{t1}, M_{t2})$$

A L'ELU : $M_{tAB} = \max(7.6, 6.2) \text{ KN.m} \rightarrow M_{tAB} = 7.6 \text{ KN.m}$

A L'ELS : $M_{tAB} = \max(5.43, 4.43) \text{ KN.m} \rightarrow M_{tAB} = 5.43 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants**

Travée AB :

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{7 \times 3.15}{2} = 11.03 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15V_A = -12.67 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \frac{7 \times 3.3}{2} = 13.3 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{7 \times 3.2}{2} = -11.03 \text{ KN}$$

III.5.3 Ferrailage des poutrelles:

AL'ELU :

$$M_t = 7.6 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -5.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -1.43 \text{ KN.m} \quad M_a^r = -1.02 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.3 \text{ KN}$$

AL'ELS

$$M_t = 5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -4.09 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'armature en travée :

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

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.53 m**

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de

compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{7.6 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.032$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.032) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M^t}{Z \times f_{st}} = \frac{7.6 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

III.5.4 Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{min} \leq A_{calculé} \dots \dots \dots$ Condition Non vérifiée.

Le ferrailage avec $A_{min} = 1.41$

On opte pour 4HA8 avec $A = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.5 Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

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

$$M_a^{int} = -5.72 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.124$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.153$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.153) = 0.169 \text{ m}$$

$$A_{\text{aint}} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 2HA10 avec $A = 1.57 \text{ cm}^2$

III.5.6 Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$$M_r = -1.43 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.43 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.031$$

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

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.039) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{\text{ar}} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{1.43 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{ar} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Vérifications AL'ELU :

A. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

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

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

$$V^{\text{max}} = 13.30 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.30 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.739 \text{ Mpa}$$

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

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

➤ **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8mm$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71mm$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$.

• **Espacement S_t :**

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

1). $S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$

2). $S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3f_{tj}K)}$ (III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]

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

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droits.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.938 - 0.3 \times 2.1)} = 59.22cm$$

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

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

Soit $S_t = 15cm$.

A. 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])

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 13.3 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.868 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

B. 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]).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86cm^2.$$

$$1.15 \times 16.90 \times 10^{-3} / 400 = 0.48cm^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15/f_c (V_u + M_u/0.9d). \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}$$

$$A_s = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ m}^2$$

$$\frac{1.15}{400} \left(13.3 - \frac{5.72}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -0.63 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15/f_c (V_u + M_u/0.9d)$ Condition vérifiée.

C. 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 : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.0133 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de déformation.

D. Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}$$

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.14 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 7.06 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sc} (y - d') - 15 A_{st} (d - y) = 0$.

$$32.5y^2 + 32.1y - 577.8 = 0 \text{(1)}$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.75 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_{sc} (y - d')^2 + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 7660.9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.43 \times 10^{-3}}{7660.9 \times 10^{-8}} \times 0.0375 = 2.65 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

➤ **En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -4.09 \text{ KN.m} < 0 \rightarrow$ calcul comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sc} (y - d') - 15 A_{st} (d - y) = 0$.

$$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \text{ (2)}$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7.15 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de I: } I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 3990.78 \text{ cm}^4.$$

$$M = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.09 \times 10^{-3}}{3990.78 \times 10^{-8}} \times 0.0715 = 7.32 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

E. Etat limite de déformation : (Art A.4.6.1 [1]).

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.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{200}{330} = 0.606 \geq \frac{5.43}{15 \times 6.82} = 0.053$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e} \Rightarrow \frac{2.14}{10 \times 18} = 0.0118 \geq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \dots \text{non vérifiée}$$

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

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} : Flèches dues 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).

F. Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 1.85 \text{ KN/m}$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 3.38 \text{ KN/m}$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 5.01 \text{ KN/m}$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.80 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 2.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.80 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 3.68KN.m$$

$$M_{pser} = 0.80 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 5.45KN.m$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.75cm$$

$$I = 7660.9cm^4$$

$$A_s = 2.14cm^2$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$V=6.68 cm$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

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

$$I_0=18096.38cm^4 \dots\dots\dots \text{(Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.14}{10 \times 18} = 0.0118$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0.0118} = 3.58 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

G. Calcul des déformations E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 10818.86MPa.$$

$$E_v = 3 \times E_i \dots\dots\dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 32456.59MPa.$$

H. Contraintes :

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 56.08MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 102.67MPa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 152.06MPa$$

I. Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0118 \times 56.08 + 2.1} = 0.22$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.47$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.6$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18096.38}{1 + 3.58 \times 0.22} = 11135.61 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7420.41 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6323.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 11904.80 \text{ cm}^4$$

J. Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{2.01 \times 3.3^2}{10 \times 10818.86 \times 11135.61} \times 10^7 = 0.22 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0.62 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 1.08 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.13 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.13 - 0.27 + 1.17 - 0.69 = 0.34 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.34 \text{ cm} < f_{adm} = 0.66 \text{ cm} \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

III.6 Etude de poutrelle dans le plancher de service (type 3):

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$$G = 5.21 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{AL'ELU} : P_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0 = 7 \text{ kN/m}$$

$$\text{AL'ELU} : P_s = 5.01 \text{ kN/m}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- ✓ $Q \leq \text{Min}(2 \times 5.21, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ Vérifiée .
- ✓ $I = \text{constant}$ Vérifiée.
- ✓ $L_i/L_{i+1} = 3.1/4.2 = 0.73 < 0.8$ Non Vérifiée.
- ✓ F.P.N. Vérifiée.

La 3^{ème} condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ; donc on applique la méthode de Caquot minorée :

$$\text{Soit : } G' = 2/3G = 3.47 \text{KN/m} :$$

$$\begin{cases} qu' = pu' \times 0.65 = 5.48 \text{KN/ml} \\ qs' = ps' \times 0.65 = 3.88 \text{KN/ml} \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatique**

$$M_0 : \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

À l'ELU :

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{qu' \times l^2}{8} = \frac{5.48 \times (3.1)^2}{8} = 6.58 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{qu' \times l^2}{8} = \frac{5.48 \times (4.20)^2}{8} = 12.08 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée AB : } M_0 = \frac{qs' \times l^2}{8} = \frac{3.88 \times (3.1)^2}{8} = 4.66 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0 = \frac{qs' \times l^2}{8} = \frac{3.88 \times (4.20)^2}{8} = 8.55 \text{KN.m}$$

- **Les Moments aux appuis**

Appuis A et C

$M_A = M_C = 0$ sur les appuis de rive, le moment est nul, mais le BAEL exige toujours de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$

Donc : **A l'ELU :**

$$M_A = M_C = -0.15 \times 12.08 = -1.81 \text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15 \times 8.55 = -1.28 \text{KN.m}$$

Appuis B

A l'ELU :

$$M_B = -\frac{q'g \times l'^g^3 + q'd \times l'd^3}{8.5 \times (l'g + l'd)} = \frac{5.48 \times 3.10^3 + 5.48 \times 4.20^3}{8.5(3.10 + 4.20)} = -9.18 \text{KN/m}$$

A L'ELS :

$$M_B = \frac{3.88 \times (3.10^3 + 4.20^3)}{8.5(3.10 + 4.20)} = -6.50 \text{KN/m}$$

$$\begin{cases} q'g = q'd = qu' \\ l'g = lg \rightarrow \text{travée de rive} \\ l'd = 0.8ld \rightarrow \text{travée de intr} \end{cases}$$

- **Les moments en travées**

on a : $G=5.21\text{KN/m}^2$, donc : $qu=7.00\text{KN/m}$

$qs=5.01\text{KN/m}$

$$q_s = 5.01 \text{KN/m}$$

➤ **Travée AB :**

❖ **A L'ELU :**

$$M(x) = M_o(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_o(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q} = \frac{3.1}{2} - \frac{9.18}{7 \times 3.10} = 1.13 \text{m}$$

$$M_{AB} = q \times \frac{x}{2} \times (l_1 - x) + M_B \times \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) + MB \times \frac{x}{l_1}$$

$$M_{AB} = 7 \times \frac{1.13}{2} \times (3.1 - 1.13) - 9.18 \times \frac{1.13}{3.10} = 4.45 \text{KN.m}$$

❖ **A L'ELS**

$$M_{AB} = 5.01 \times \frac{1.13}{2} \times (3.10 - 1.13) - 6.50 \times \frac{1.13}{3.10} = 3.20 \text{KN.m}$$

➤ **Travée BC**

❖ **A L'ELU**

Calcul de x : $x = \frac{4.2}{2} - \left(\frac{9.18}{7 \times 4.2}\right) = 2.41 \text{m}$

$$M_{BC} = 7 \times \frac{2.41}{2} \times (4.2 - 2.41) - 9.18 \times \left(1 - \frac{2.41}{4.2}\right) = 11.20 \text{KN.m}$$

❖ **A L'ELS**

$$M_{BC} = 5.1 \times \frac{2.41}{2} \times (4.2 - 2.41) - 6.5 \left(1 - \frac{2.41}{4.2}\right) = 8.04 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l_i}, \text{ Avec: } V_0 = \pm \frac{Pu \times l_i}{2}; \text{ L'effort tranchant isostatique à l'ELU.}$$

➤ **Travée AB :**

$$V_A = 7 \times \frac{3.10}{2} - \frac{9.18}{3.10} = 7.90 \text{KN}$$

$$V_B = -7 \times \frac{3.10}{2} - \frac{9.18}{3.10} = -13.81 \text{KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_B = 7 \times \frac{4.20}{2} - \frac{9.18}{4.20} = 16.90 \text{KN}$$

$$V_C = -7 \times \frac{4.20}{2} - \frac{9.18}{4.20} = -12.51 \text{KN}$$

III.7 Ferrailage des poutrelles:

AL'ELU :

AL'ELS

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_t = 11.20 \text{KN.m} & M_t = 8.04 \text{KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -9.18 \text{KN.m} & M_a^{\text{int}} = -6.50 \text{KN.m} \\ M_a^r = -1.81 \text{KN.m} & M_a^r = -1.28 \text{KN.m} \\ V = 16.90 \text{KN} & \end{array} \right.$$

❖ **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 $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.53 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{11.20 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 : \quad \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.047) = 0.1776 \text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{11.20 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.83 \text{cm}^2$$

III.7.1 Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{cm}^2$$

$A_{min} \leq A_{calculé}$Condition vérifiée.

On opte pour 2HA8+1HA12=2.14cm²

III.7.2 Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

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

$$M_a^{int} = -9.18 \text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.18 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.199$$

$$\mu_{bu} = 0.199 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow A' = 0 \quad : \quad \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.280$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.159 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{9.18 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1.65 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.21 \text{cm}^2 < A_a$Condition vérifiée.

On opte pour 2HA12 avec A=2.26cm²

III.7.3 Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$$M_r = -1.28 \text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.027$$

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

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.035$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.035) = 0.177m$$

$$A_{ar} = \frac{Mu}{Z \times f_{st}} = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.20cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21cm^2$$

$$A_{min} = 0.21cm^2 < A_{ar} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec A=0.5cm².

III.7.4 Vérifications àELU :

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

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

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

$$V^{max} = 16.90KN$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.90 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.938Mpa$$

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

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

III.7.5 Ferrailage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8mm$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71mm$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$.

III.7.6 Espacement S_t :

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

$$1). S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible ⇒ K=1
- Pas de reprise de bétonnage

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.938 - 0.3 \times 2.1)} = 59.22 \text{ cm}$$

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

St = min (1; 2; 3)

Soit St = 15cm.

III.7.7 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])

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 16.9 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n’y’a pas de risque de rupture par cisaillement).

III.7.8 Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

❖ **Appuis de rive :**

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

$$A_l = A_t + A_r = 2.14 + 0.5 = 2.64 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 16.90 \times 10 / 400 = 0.48 \text{ cm}^2$$

$A_l > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

❖ **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \dots \dots \dots \text{(Art A.5.1.3.2.1 [1]).}$$

$$A_l = 2.14 + 2.26 = 4.40 \text{ m}^2.$$

$$\frac{1.15}{400} \left(16.90 - \frac{9.18}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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 : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 0.01690 MN < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 MN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de déformation.

III.7.9 Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1]).}$$

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.14 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 7.06 \times 10^{-5} m$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0.$

$$32.5y^2 + 32.1y - 577.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.75 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 7660.9 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.04 \times 10^{-3}}{7660.9 \times 10^{-8}} \times 0.0375 = 3.94 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **En appuis intermédiaires :**

$M_{ser} = -6.5 \text{ KN.m} < 0 \rightarrow$ calcul comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$

$$5y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.16 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2 \Rightarrow I = 1670.63 \text{ cm}^4.$$

$$M = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1.28 \times 10^{-3}}{1670.63 \times 10^{-8}} \times 0.0450 = 3.45 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Etat limite de déformation : (Art A.4.6.1 [1]).

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.

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

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

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} 0.047 < \frac{8.04}{15 \times 8.55} = 0.062 \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche .

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 :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues 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).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times j$: 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.

Remarque :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times j = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.21 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.21 + 2.5) = 5.01 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.94 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.94 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 7.01 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.94 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 10.38 \text{KN.m}$$

III.8 Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.75 \text{cm}$$

$$I = 7660.9 \text{cm}^4$$

$$A_s = 2.14 \text{cm}^2$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$v = 6.68 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_0 = 18096.38 \text{cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.14}{10 \times 18} = 0.0118$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0.0118} = 3.58 \dots\dots\dots \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{ Déformation différée.}$$

III.9 Calcul des déformations E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 10818.86 \text{MPa.}$$

$$E_v = 3 \times E_i \dots\dots\dots \text{ Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_v = 32456.59 \text{MPa.}$$

Contraintes :

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 106.86 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 195.58 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 289.61 \text{MPa}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0118 \times 106.86 + 2.1} = 0.48$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.67$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.76$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18096.38}{1 + 3.58 \times 0.48} = 7322.68 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5857.12 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5349.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 10165.89 \text{ cm}^4$$

III.10 Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{3.83 \times 4.2^2}{10 \times 32456.59 \times 7322.68} \times 10^7 = 0.28 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0.71 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 1.05 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 1.12 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.18 \text{ cm}$$

$\Delta f = 1.18 > f_{adm} = 0.84 \text{ cm}$ la flèche n'est pas vérifiée .

Donc ,on augmente la section d'acier : $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Tableau III.2 : les sollicitations max de de poutrelles à L'ELU

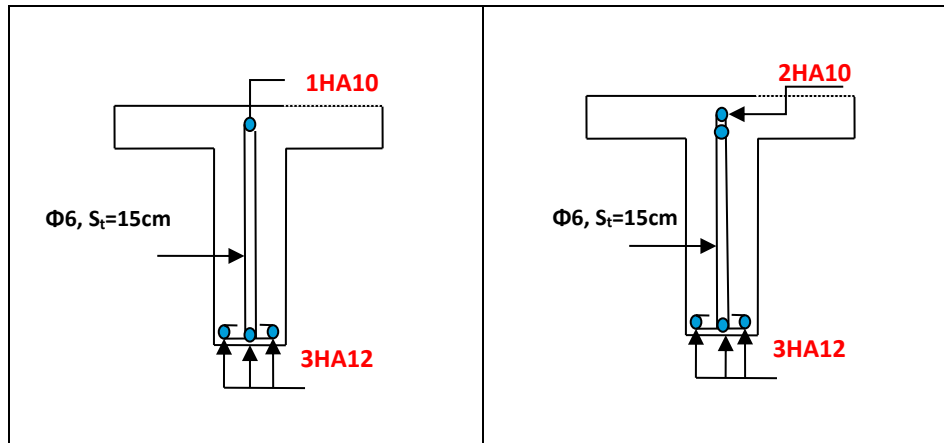
Terrasse inaccessible						
	M_{max} (KN.m)	A	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
En Travée	11.48	0.0124	0.0156	0.178	1.85	3HA12=3.39
Appui intermédiaire	-7.7	0.156	0.213	0.165	1.25	2HA10=1.57
Appui de rive	-1.63	0.035	0.044	0.177	0.26	1HA10=0.79

III.11 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.3 : Schémade ferrailage des poutrelles.

Schéma de ferrailage des poutrelles les plus défavorables.

Etage courant et RDC						
	M_{max} (KN.m)	A	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
En Travée	11.2	0.047	0.176	1.41	1.83	2HA8+1HA12=2.14
Appui intermédiaire	-9.18	0.280	0.159	0.21	1.65	2HA12=2.26
Appui de rive	-1.81	0.035	0.177	0.21	0.20	1HA8=0.5
	M_{max} (KN.m)	A	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
En Travée	11.48	0.049	0.176	1.41	1.87	2HA8+1HA12=2.14
Appui intermédiaire	8.09	0.176	0.167	0.21	1.39	2HA12=2.26
Appui de rive	-1.71	0.047	0.176	0.21	0.28	1HA8=0.5
Travée et appuis de rive				Appui intermédiaire		



III.11.1 Ferrailage de la dalle de compression :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Selon le **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : $7\text{Ø}5/\text{ml} = 1.37 \text{ cm}^2$ → Perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

On choisit : $7\text{Ø}5/\text{ml} = 1.37 \text{ cm}^2$ → Parallèles aux poutrelles

Avec : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée .

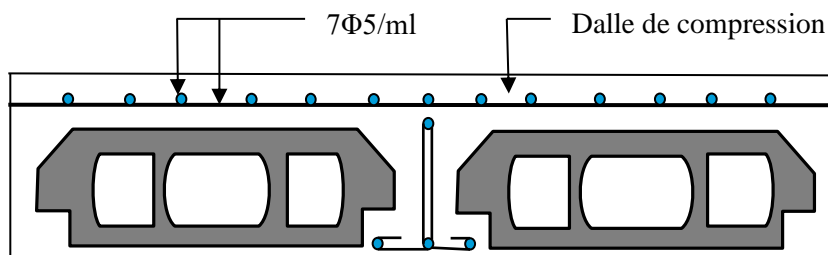


Figure. III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.12 Calcul des chainages

III.12.1 Définition

Les poutres de chainages sont des poutres en béton armé horizontales qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher, afin de les rendre solidaires à l'ensemble de la construction. Elles ont les dimensions suivantes :

III.12.2 Dimensionnement

Dans notre ouvrage on a deux types de poutres de chaînage.

➤ 1^{er}Type de poutre de chaînage

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.3m$

On prend les dimensions suivants : $(30 \times 30)cm^2$.

III.12.3 Calcul des sollicitations

pois propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25KN/m$

pois des murs : $P_m = 2.85 \times (2.89 - 0.2) = 7.67KN/m$

$$G_{plancher} = \frac{G \times L_0}{2} = \frac{5.21 \times 0.65}{2} = 1.70KN/m$$

$$Q_{plancher} = \frac{Q \times L_0}{2} = \frac{1.5 \times 0.65}{2} = 0.48KN/m$$

$$P_u = 1.35(2.25 + 7.67 + 1.7) + 1.5(0.48) = 16.40KN/m$$

$$P_s = 12.1KN/m$$

III.12.4 Calcul à L'ELU :

$$M_0^u = P_u \frac{L_{max}^2}{2} = 37.90KN.m$$

$$M_t = 0.85M_0 = 32.22KN.m$$

$$M_a = -0.3M_0 = -11.3KN.m$$

III.12.5 Ferrailage

➤ Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 :Résumé des résultats de ferrailage de la poutre de chaînage

	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{scal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_s (cm²)
En travée	32.22	0.103	0.137	0.255	3.62	4.5	3HA14=4.62
En appui	18.95	0.0610	0.0787	0.261	2.08	1.86	3HA10=2.36

➤ Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq 8.5mm \quad \text{BAEL91(Article III.3.b)}$$

Soit un cadre $\emptyset 8$ plus un étrier $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 4 \times \emptyset 8 = 2.01cm^2$

Le **RPA99 version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On opte : $s_t = 25cm$

III.12.6 Vérifications**A l'ELU :****Effort tranchant :**

$$V_u = P_u \times \frac{1}{2} = 35.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.43 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ F.P.N}$$

A l'ELS**Vérification de la contrainte dans le béton :**❖ **En travée :**

$$M_s = 23.77 \text{ KN/m} ; \quad A = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{IL Faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.94 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 = 29748.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.14 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ condition vérifiée .}$$

on a une fissuration peu nuisible donc on n'a pas besoin de vérifier σ_{bc} .

❖ **En appui :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.88 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 = 0 \Rightarrow I = 17587.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.29 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{ condition vérifiée .}$$

III.13 Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B .6.5.2)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.069 > 0.062$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow 0.069 < 0.085$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire .

III.13.1 Vérification de la flèche

Evaluation des moments en travée :

$$q_{jser} = 3.17 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{jser} = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 11.62 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{gser} = 22.82 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 12.1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{pser} = 23.77 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Evaluation de la flèche dans la poutre de chaînage

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
9.09	29740	76766	0.742	0.86

On remarque que la flèche est vérifiée.

III.14 Schéma de ferrailage

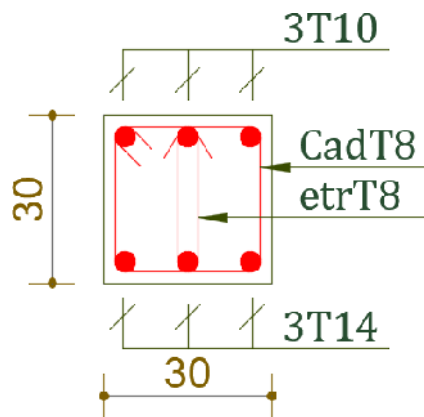


Figure III.6 : Détail de ferrailage de la poutre de chaînage

III.15 Étude des dalles pleines :

III.15.1 Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs côtés, comme elle pourrait être assimilée à une console. et elle peut porter dans une ou deux directions.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties des dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

1^{er} typed dalle : (Dalle sur 4 appuis dans le RDC)

$$L_x = 3.25m \quad , \quad L_y = 3.85m$$

$$\rho = \frac{3.25}{3.85} = 0.844 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.15.2 Evaluation de charges

$$G = 4.56 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.90 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 7.06 \text{ KN/m}^2$$

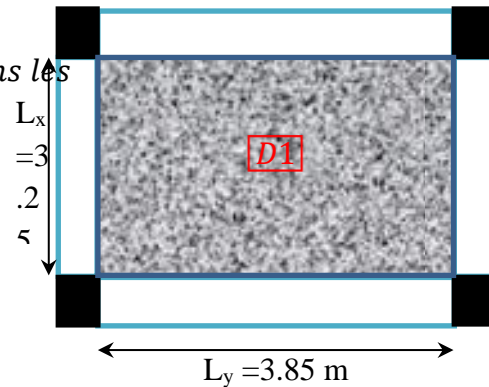


Figure III.7: Dalle sur 4 appi(D1)

III.15.3 Calcul des sollicitations :

on utilise les tables de BARES(annexe2) pour déterminer les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport de dimension ρ .

$$M_{0X} = \mu_x \times \left(P_u \times l_x^2 \right), \mu_x = 0.0517 \Rightarrow M_{0x} = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_x, \mu_y = 0.6678 \Rightarrow M_{0y} = 3.61 \text{ KN.m}$$

- ✓ $M_a = -0.3M_0$ (panneau de rive)
- ✓ $M_a = -0.5M_0$ (panneau intermédiaire)
- ✓ $M_t = -0.85M_0$ (panneau de rive)
- ✓ $M_t = -0.75M_0$ (panneau intermédiaire)

III.15.4 Calcul des moments réels :

❖ En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.40 = 4.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 3.07 \text{ KN.m.}$$

❖ En appuis :

$$M_a^x = -0.3M_x = -0.3 \times 5.40 = -1.62 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = -0.5 M_x = -0.5 \times 5.40 = -2.7 \text{ KN.m.}$$

III.15.5 Le ferrailage : le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire

$$F.P.N : b=100\text{cm} ; e=12\text{cm} ; d=9\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow f_{bu}=14.20\text{MPa}$$

Tableau III.6 :Résultats de ferrailage du la dalle sur 4 appuis

En travée							
Sens	Mt (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	4.59	0.040	0.051	0.088	1.49	1.03	5HA10=3.93
Y-Y	3.07	0.026	0.033	0.088	0.94	0.96	3HA10=3.93
En appui							
X-X	1.62	0.014	0.017	0.089	0.52	1.03	5HA8=2.51
Y-Y	2.70	0.015	0.019	0.089	0.58	/	5HA8=2.51

III.15.6 Vérification de l’espacement

sens x-x : $s_t \leq \min(2e, 25cm) = (2 \times 12; 25) \rightarrow s_t \leq 24cm$

On a choisi 5HT10, soit $S_t = 100/5 = 20cm$ donc : c’est vérifié

III.15.7 Vérification des diamètres des barres

$$\phi_x = \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.2; \text{ soit: } \phi_x \leq 12mm \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

A L’ELU

Condition de non fragilité

$$\rho > 0.4$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 1.03cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.96cm^2.$$

Pour l’acier Hafe400, on prend : $\rho_0 = 0.0008$

$$A_{min}^x = 1.03cm^2 < A_{calc} \rightarrow \text{c’est vérifiée}$$

$$A_{min}^y = 1.03cm^2 < A_{calc}$$

Vérification à l’effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{9.9 \times 3.25}{2} \times \frac{3.85^4}{3.25^4 + 3.85^4} = 10.66KN$$

$$V_U^y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l}{1 + \frac{\rho}{2}} = 13.42KN$$

$$V_U^{max} = 13.42KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.149MPa$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16MPa$$

$\tau_u = 0.149\text{MPa} \leq 1.16\text{MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de rupture par cisaillement alors Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

A P'ELS :

$P_s = (G+Q)=7.06\text{KN}$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$

$M_{ser}^{tx} = 3.71\text{KN.m}; M_{ser}^{ty} = 2.84\text{KN.m}$

$M_{ser}^{ax} = -1.30\text{KN.m}; M_{ser}^{ay} = -1.67\text{KN.m}$

La vérification de la contrainte dans le béton

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.72\text{m}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2995.7 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3.37\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$ pas de risque de fissuration du béton.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .7 :Vérification des contraintes dans le béton

Le sens	M(KN.m)	Valeurs	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
x-x	Mt	3.71	3.37	15	Vérifiée
	Ma	1.31	1.41		
y-y	Mt	2.84	2.58	15	Vérifiée
	Ma	1.67	1.79		

La vérification de la contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible : $\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \left[\frac{2}{3} \times fe; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$

En travée

Solon L_x

$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63\text{MPa}$

$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 116.78\text{MPa}$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ Condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.8 : Vérification des contraintes dans l'acier

En travée			Observation
Sens	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	
X-X	116.78	201.63	Vérifiée
Y-Y	89.39		
En appui			Vérifiée
X-X	63.31	201.63	
Y-Y	80.78		

Vérification de La flèche :

$$\frac{e}{l_x} = \frac{0.12}{3.25} = 0.0369 < \max \left[\frac{3}{80}, \frac{4.23}{12 \times 0.498} \right] = 0.0426 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.436 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Evaluation de la flèche dans le 1^{ème} type de dalle

Y (m)	M _{jsr} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
Sene x-x										
3.37	1.57	2.39	3.71	1.38	0.30	0.78	0.46	1.40	6.5	Vérifiée
Sene y-y										
2.58	1.20	1.83	2.84	1.49	0.32	0.76	0.49	1.43	7.7	Vérifiée

III.15.8 Schéma de ferrailage

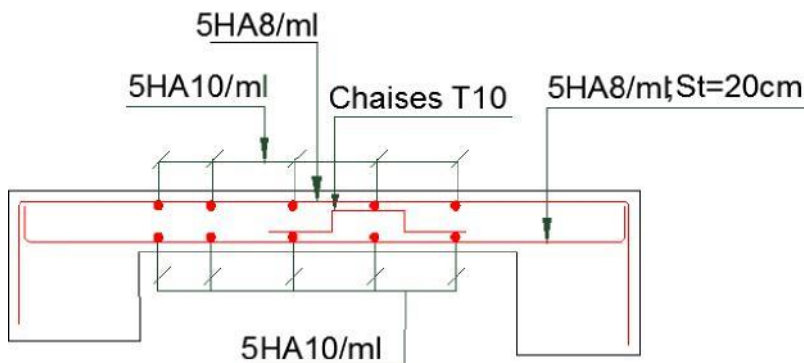


Figure III .8 : Détail de ferrailage dalle pleine sur quatre appuis.

2^{ème} Type de dalle (dalle sur 3 appuis)

-

- $L_x = 1.90\text{m} ; L_y = 2.80\text{ m}$.

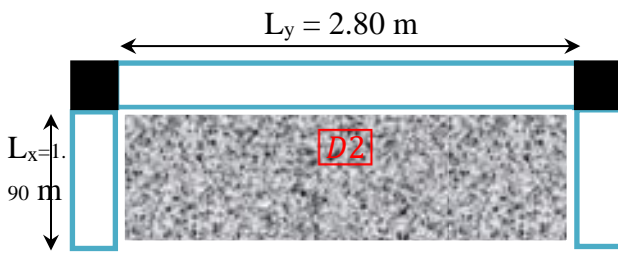


Figure III.9 : Dalle sur 3 appuis

$$\rho = \frac{1.90}{2.80} = 0.678 > \frac{L_y}{2} = 1.4\text{m} \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens .}$$

$$\text{Dans notre cas on a : } L_x = 1.90 > \frac{L_y}{2} = 1.4\text{m}$$

a) Evaluation des Charges sur la dalle :

$$G = 4.56 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

- ELU : $p_u = 7.65 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $p_s = 5.56 \text{ KN/m}^2$

b) Calcul les sollicitations : le calcul se fait pour une bande de 1ml .

$$\text{AL'ELU : } \begin{cases} M_0^x = \frac{p l_y^3}{24} = 7 \text{ KN.m.} \\ M_0^y = \frac{p l_y^3}{8} \left[l_x - \frac{l_y}{2} \right] + \frac{p l_y^3}{48} = 7.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

En travée:

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 5.25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 6.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis:

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_a^x = -0.5 M_0^x = -3.50 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a^x = -0.5 M_0^y = -3.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Le ferrailage

❖ **En travée**

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} = 0.037 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A , } \mu_{bu} = 0.037 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.0471$$

$$Z = 0.1 \times (1 - 0.4 \times 0.0471) = 0.0981 \text{ m}$$

$$A_s = 1.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **La condition de non fragilité**

$$A_{min}^t = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{3 - 0.67}{2} \times 100 \times 12 = 1.12cm^2$$

$$A_{min}^t = 0.96cm^2 < A_{calculé} = 1.35cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

On opte à une section : **A=5HA8=2.51cm²** .

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = 0.0435 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A, } \mu_{bu} = 0.0435 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0435}) = 0.0556 ; z=0.119m$$

$$A_s = 1.81cm^2/ml$$

• **La condition de non fragilité**

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96cm^2$$

$$A_y^{min} = 0.96 < A_{calculé} = 1.81cm^2/ml \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour une section : **A=5HA8=2.51cm²/ml** .

• **Calcul de l'espacement**

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x : $s_t = (100/5)=20cm$.

Sens Y-Y : $s_t = (100/5)=20cm$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III .10 :Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle

En travée								
Sens	M (KN.m)	μ bu	A	Z (m)	Acalculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
X-X	5.25	0.0370	0.0472	0.0981	1.53	1.03	5HA8=2.51	20
Y-Y	6.16	0.0435	0.0556	0.0977	0.94	1.81	5HA8=2.51	
En appui								
X-X	3.50	0.0247	0.0312	0.0987	1.01	1.12	5HA8=2.51	20
Y-Y	3.62	0.0255	0.0324	0.0987	1.05	0.96	5HA8=2.51	

d) les vérifications

❖ **A l'Elu**

➤ **L'effort tranchant**

Sens x-x :

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.48KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0448MPa \rightarrow \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

Sens y-y :

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 2.92KN$$

$\tau_u = 0.0292MPa \leq \bar{\tau} = 1.167MPa$ condition vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **A L'ELS**

On a : $P_s=5.56KN/m^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_{bc} \begin{cases} M_{ser}^{tx} = 3.81KN.m \\ M_{ser}^{ty} = 4.47KN.m \end{cases}$$

La contrainte dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

LES résultats de vérification dans ce tableau :

Tableau III.11 :Résultats de ferrailage de 2^{ème} type de dalle

En travée					Observation
Sens	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (Mpa)	
X-X	2.39	2635.5	3.46	15	Vérifiée
Y-Y	2.39	2635.5	4.06		
En appui					Vérifiée
X-X	5.74	16876	0.86	15	
Y-Y	4.38	84198	0.13		

e) Vérification de La flèche :

Sens x-x

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 10} = 0.00251 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{e}{l_x} = \frac{0.12}{1.90} = 0.063 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.0375$$

Sens y-y

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 10} = 0.00251 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{e}{l_x} = \frac{0.12}{1.90} = 0.063 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.042$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche .

f) Schéma de ferrailage

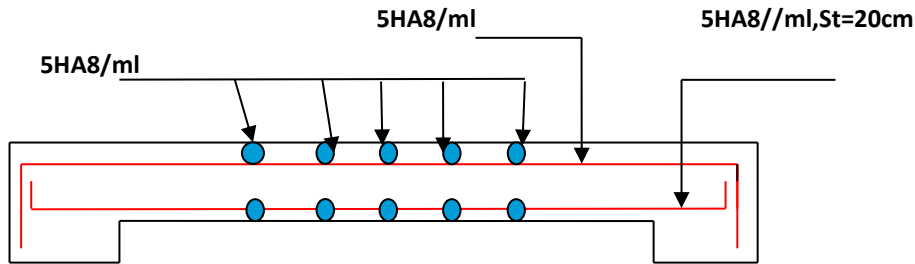


Figure III .10 :Détail de ferrailage dalle pleine sur trois appuis

✓ **3^{eme}Type de dalle (dalle sur 2 appuis)**

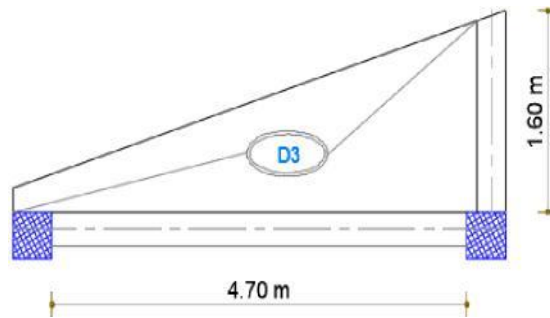


figure III .11:Dalle sur 2 appuis

$$l_x = 1.60m \quad ; \quad l_y = 4.70m$$

$$\rho = \frac{1.65}{4.70} = 0.35 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

a)Evaluation de charges

$$G=4.56KN/m \quad ; \quad Q=1KN/m^2$$

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.65KN/m^2$$

$$\text{A L'ELE : } q_s = G + Q = 5.56KN/m^2$$

b) Calcul les sollicitations

$$\begin{cases} M = -\left(\frac{ql^2}{2} + p'l\right) \\ V = ql + p' \end{cases}, \text{ avec } p'=1KN \text{ la charge concentrée due au poids de garde-corps}$$

Tableau III .12 :Résultats de ferrailage du3^{éme}type de dalle

Moments (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	Acalculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adopté (cm ²)	A _r (cm ²)	A _r opté (cm ²)	St (cm)
12.64	0.0892	0.117	0.0981	1.53	1.03	5HA10=3.93	0.98	4HA8=2.01	20

c) Les vérifications

AL'ELU

➤ **L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{13.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.139 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

AL'ELS

Les résultats sont résumés dans ce tableau :

Tableau III.13 : Vérification des contraintes

M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observation
9.21	2.89	3784.6	7.05	15	Vérifiée

d) vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.00327 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{ht}{l} = \frac{0.12}{1.65} = 0.072 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0.0375$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

e) Schéma de ferrailage

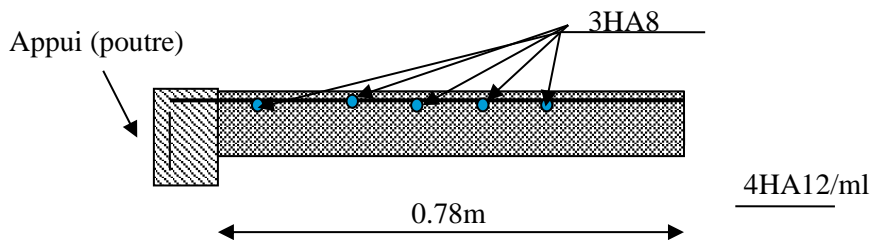


Fig.III.12: Schéma de ferrailage de dalle pleine sur 2 appuis (D3)

III.16 Etude des escaliers

III.16.1 La 1^{ère} volée

- **Evaluation des charges permanentes des escaliers**
- ❖ Sur la volée

G=7.02 KN.m²

Q=2.5KN/m²

❖ Sur le palier :

$$G=4.56\text{KN.m}^2$$

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

➤ **Combinaison de charges**

La charge qui revient sur la volée :

$$\text{AL'ELU: } q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.02) + (1.5 \times 2.5) = 13.23 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{AL'ELS: } q_s = G_v + Q_v = 9.52 \text{ KN/ml.}$$

La charge qui revient sur le palier :

$$\text{AL'ELU: } q_u = 9.91 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{AL'ELS: } q_s = 7.06 \text{ KN/ml.}$$

• **Schema statique:**

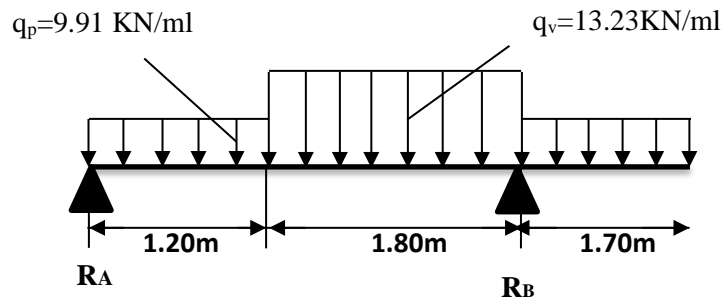


Figure III.13 :Les différents chargements sur la 1^{ère} volée

Calcul des sollicitations:

❖ **Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = (1.2 \times 9.91) + (1.8 \times 13.23)$$

$$+(1.7 \times 9.91) = 52.55\text{KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow R_A = 11.88\text{KN}$$

$$R_B = 40.66\text{KN}$$

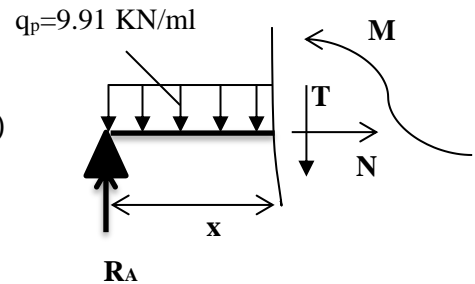


Figure III.15:1^{ier} tronçon de la volée 1

❖ **Calcul des moments :**

K. 1^{er} tronçon : 0 < x < 1.2 m

$$M_0^{max} = 11.88x - 9.91 \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{dM_0^{max}}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.19\text{m}$$

$$\text{Pour } x=1.19 \rightarrow M_0^{max} = 7.12 \text{ KN}$$

L. 2^{ème} tronçon : 1.2 m < x < 1.8 m

$q_v=13.23 \text{ KN/ml}$

$$M_0^{max} = -6.61x^2 + 15.85x - 2.38 = 0$$

$q_p=9.91 \text{ KN/ml}$

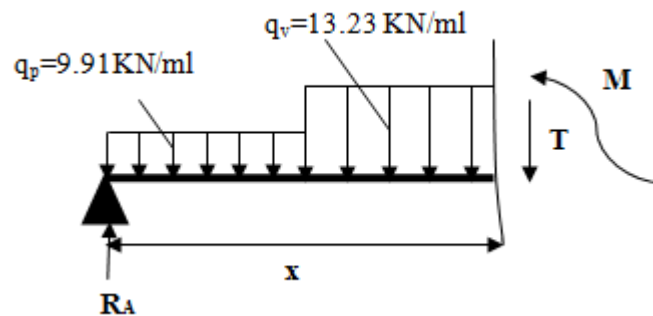


Figure III.14 : 1^{ème} tronçon de la volée 1

$$\frac{dM_0^{max}}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.19$$

Pour $x=1.19 \rightarrow M_0^{max} = 7.12 \text{ KN.m}$

Donc, on prend : $M^{max} = 7.12 \text{ KN.m}$

$\rightarrow M_t = 0.75 \times M_0^{max} = 5.34 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 \times M_0^{max} = -3.56 \text{ KN.m}$

$V_0^{max} = 40.66 \text{ KN}$

Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Table de ferraillage de la Volée 1

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
5.34	0.038	0.048	0.098	1.60	1.21	4HA8=2.01	25
En appui							
3.56	0.025	0.031	0.098	1.04	1.21	4HA8=2.01	25

❖ Les vérifications

A L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau_{adm}, \text{ Avec : } V = R_B = 40.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.40 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa}$$

→ $\tau_u < \bar{\tau}$ A_t ne sont pas nécessaires.

Armatures de répartition :

En travée : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 3HA8=1.51cm² .

En travée : $A_a = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 3HA8=1.51cm² .

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$ et $St = 100/4 = 25 \text{cm}$.

Vérification des espacements :

– Armatures principales : $St = \min(3 \times e ; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > St = 25 \text{cm}$condition vérifier.

– Armatures secondaires : $St = \min(4 \times e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} > St = 25 \text{cm}$Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀^{max} (KN.m)	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
Trançon1				En travée					
8.86	28.75	1.25	5.56	4.17	2.17	2189.07	4.13	15	vérifiée
Trançon2				En appui					
8.86	28.75	1.25	5.56	-2.78	2.17	2189.07	2.74	15	vérifiée

Etat limite de déformation :

✓ **Vérification de la flèche**

$$\frac{e}{l} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0} \right] \rightarrow 0.025 < 0.037 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.002 < 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.16 : Evaluation de la flèche POUR LA Volée 1

Y (cm)	I (cm⁴)	f_{gv}(cm)	f_{pi} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	Δ_f (cm)	f_{adm} (cm)	observatio
2.63	3164.7	25084.9 85	0.812	0.181	0.495	0.94	0.94	vérifiée

III.16.2 2^{ème} volée :

La charge permanente: Ce type se calcule comme une console.

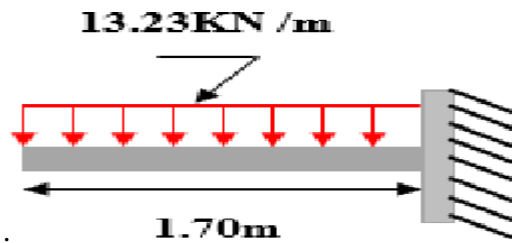


Figure III.15 :Les différents chargements sur volée 2

• La charge qui revient sur la volée 2 :

$$G=2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=7.02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_v^u = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v^u = (1.35 \times 7.02) + (1.5 \times 2.5) = 13.23 \text{ KN/m}$$

$$q_v^s = 9.52 \text{ KN/m}$$

$$M_t^u = -q_v^s \times \frac{l^2}{8} = -4.77 \text{ KN/m}$$

$$V^{max} = q_v^u \times l = 22.49 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 :Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie

M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{r opté} (cm ²)	S _t (cm)
4.77	0.033	0.042	0.098	1.40	1.20	4HA8=2.01	0.62	4HA8=2.01	25

Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min(2.5 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad ; S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT8, soit S_t = 100/4 = 25cmDonc c'est vérifié

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.225 \leq \tau_{adm} = 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de σ_{bc}:

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0 \Rightarrow y = 2.17 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 2189.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = 3.40 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{stn} est pas nécessaire.

Vérification de La flèche :

$$\frac{e}{l} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0} \right] \rightarrow 0.07 > 0.05 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.002 < 0.005 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : la 3^{ème} volée se ferraille comme la 1^{ère} volée.

Ferraillage d'escalier

Tableau III.18 : Résultats de ferraillage du l'escalier

Localisation	M	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opté}(cm^2)$	$A_r(cm^2)$
travée	21.87	0.076	0.098	0.154	3.69	1.93	4HA12=4.52	4HA8=2.01
Appuis	14.58	0.040	0.051	0.157	2.67	1.93	4HA10=3.14	4HA8=2.01

➤ **Vérification à l'effort tranchant à ELU**

Tableau III.19 : Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

$V_u^{max}(KN)$	$\tau_u(Mpa)$	$\bar{\tau}_u(Mpa)$	Observation
27.78	0.154	1.17	Vérifiée

➤ **Vérification des espacements**

Travée : $S_t \leq \min(3 \times e; 33cm) = 33cm > S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

Appuis : $S_t \leq \min(3 \times e; 33cm) = 33cm > S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

Armature de répartition : $S_t \leq \min(4e; 45cm) = 45cm, S_t = \frac{100}{3} = 33cm$

➤ **Calcul à L' ELS**

Tableau III.20 : vérification des contraintes

$M_{ser}(KN .m)$		Y(cm)	Icm^4	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Observation
M_t	14.48	4.02	11896.17	4.98	15	Vérifiée
M_a	9.65	3.43	8787.11	3.76		Vérifiée

• **Etat limite de compression du béton**

La vérification des conditions de la flèche

Tableau III.21. Les résultats de la vérification des conditions de la flèche

Volées	1 ^{ière} condition		2 ^{ière} condition		observation
1	0.0428	0.0375	0.002	0.005	vérifiée

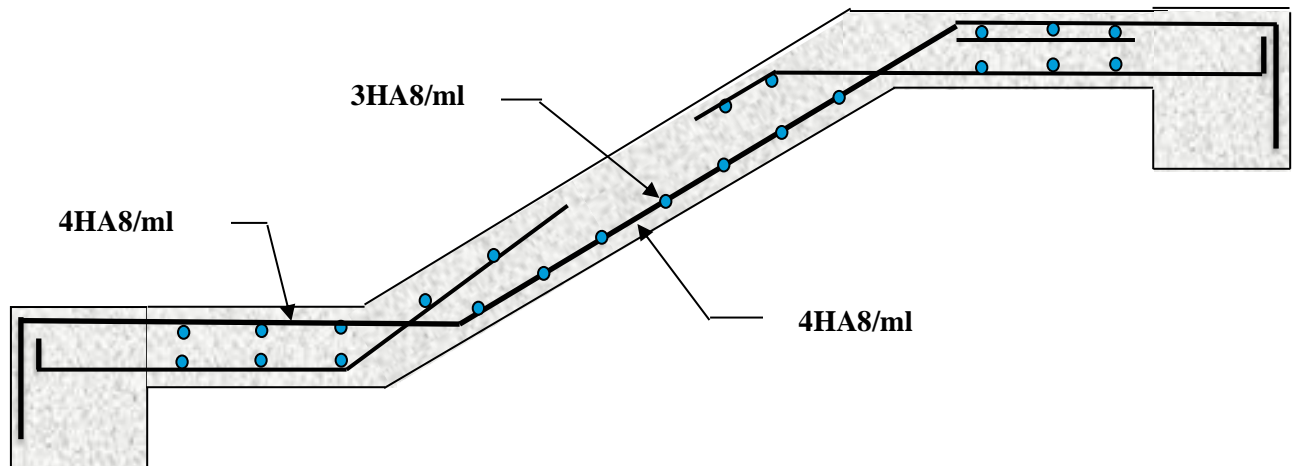
Schéma de ferrailage :

Fig. III.16 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.17 Etude de la poutre brisée**Calcul de la poutre brisée :****Dimensionnement :**

$$\frac{l_{max}}{615} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \rightarrow 21cm \leq h \leq 31.5cm.$$

Exigences du RPA99/2003 :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

On prend : $h=30cm$ et $b=30cm$.

- **Evaluation des charges permanentes des escaliers**

Sur le palier :

$$G=4.56KN/m^2.$$

$$Q=2.5KN/m^2.$$

✓ **Combinaison de charges**

ur le palier :ELU : $1.35G+1.5Q=9.91KN/m$.

$$ELS:G+Q=7.06KN/m.$$

✓ **Calcul des sollicitations**

- **Définition des charges**

➤ **Le poids propre de la poutre**

$$g_0=0.30 \times 0.30 \times 25=2.25KN/m$$

➤ **charge transmise de la paillasse**

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$ELU:R_B=40.66KN.$$

$$ELS:R_B=28.75KN.$$

Calcul à la flexion simple :

ELU : $q_u = 1.35g_0 + R_B = 43.69kn/m$

ELS : $q_s = 31kn/m$

Les Moments :

On a : $M=q_u \times \frac{l^2}{8} = 54.19KN/m$

$M_t = 0.75 \times M_0^{max} = 40.64KN .m$

$M_t = -0.5 \times M_0^{max} = -27.09KN .m$

• **Ferraillage de la poutre brisée**

Tableau III.22 :Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Mu (KN. m)	μ bu	A	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A _{opté} (cm ² /ml)
En travée						
40.64	0.122	0.163	0.262	4.46	1.01	4HA12=4.52
En appui						
27.09	0.081	0.106	0.268	2.9	1.01	4HA10=3.14

M. Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{68.61 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.817MPa < \tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$...Condition vérifiée.

Armatures transversales à la flexion simple : mm

Soit St=15 cm

t=15 cm < min (0.9 d ; 40 cm)=25.2cm Condition vérifiée

1) $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45cm^2$

2) $A_t \geq \frac{0.8 \times b \times S_t (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{f_e} = 0.1683cm^2$.

Donc $A_t = 0.45cm^2$

Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :

Le moment maximum aux appuis :

Le moment de torsion. 20.85KN.m

$M_{torsion} = -M_B \times \frac{1}{2} \rightarrow M_{torsion} = -3.56 \times \frac{3.15}{2} = -5.61KN.m$

$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$

Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

- U : périmètre de la section.
 - Ω : air du contour tracé ami hauteur.
 - e : épaisseur de la paroi ⇒ e = b/6 = D/6 = 5 cm
- Ω = [b-e] × [h-e] ⇒ Ω = 0.0625 m²
 U = 2 × [(h-e)+(b-e)] ⇒ U = 1 m

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{5.61 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_{tor} = 1.29 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

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

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} \Rightarrow A_{tor} = \frac{5.61 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_{tor} = 0.193 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.817^2 + 0.8976^2} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{5.61 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 0.8976 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc :

$\tau \leq \bar{\tau}$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Ferraillage global**

En travée :

$$A_{st} = A_{tors}^{F.s} + \frac{A_{tors}^l}{2} = 4.46 + \frac{1.29}{2} = 5.10 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA10=6.16cm²

En appui :

$$A_{st} = A_{tors}^{F.s} + \frac{A_{tors}^l}{2} = 2.90 + \frac{1.29}{2} = 3.54 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA12=4.52cm²

➤ **Armature transversales**

$$A_{trans} = A_{trans}^{F.s} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 0.193 = 0.643 \text{ cm}^2.$$

Soit 4Ø8=2.01cm²(un cadre+un étrier) .

• **L'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes**

on a : $q_s = 31 \text{ KN/m}$

on a : $M = q_u \times \frac{l^2}{8} = 38.45 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 \times M_0^{max} = 28.83 \text{ KN.f m}$

$M_t = -0.5 \times M_0^{max} = -19.22 \text{ KN.m}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.23: Vérification des contraintes.

Lcalisation	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (MPa)	Vérification
En travée	28.83	10.13	37938	7.69	15	Vérifiée
En appui	19.22	8.92	29923	5.73		Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation**

Les deux conditions sont vérifiées, alors y'a pas lieu d'évaluer la flèche.

$$\frac{h}{l} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M_0} \right] \rightarrow 0.095 > 0.0375$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{3.15}{f_e} \rightarrow \frac{5.75}{30 \times 28} = 0.0068 < 0.0078$$

Les deux conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

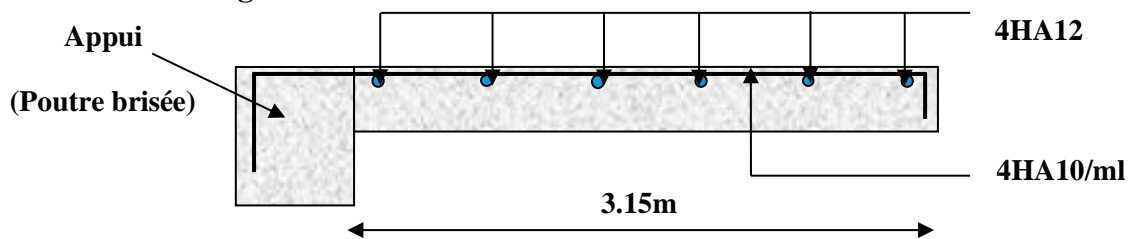


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.18 Etude de l'acrotère :

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

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F^p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèses de calcul :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

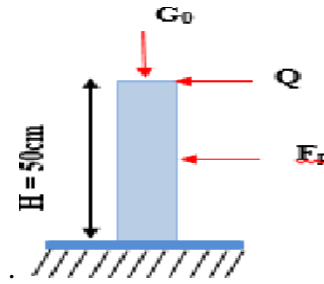


Figure III.18 : Coupe transversale de l’acrotère

Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 50 \times 10 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0.0635m.$$

$$G = 25 \times 0.0635 = 1.58 \text{ KN/ml.}$$

La charge d’exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l’acrotère.

G : poids d’un mètre linéaire de l’acrotère

Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Charge verticale

Tableau III.24 : Charge permanente revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment intérieur (KN/ml)	Enduit ciment Extérieur (KN/ml)	G_{total} (KN/ml)	Q (KN/ml)
50	10	0.0635	1.58	0.15	0.20	1.93	1.00

Charge horizontale (Charge sismique) :

D’après le **RPA99**, l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l’élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d’usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0.15. \\ C_p = 0.8. \\ W_p = 1.58 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.58 \Rightarrow F_p = 0.76 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.024m \\ Y_G = 0.29m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1.93KN \Rightarrow M_G = 0KN.m \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 \Rightarrow M_Q = 0.5KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 10.76 \times 0.29 \Rightarrow M_{F_p} = 0.2204KN.m \\ V_u = F_p + Q = 0.76 + 1 = 1.76KN. \end{cases}$$

Tableau III.25: Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N(KN)	1.93	2.60	1.93
M(KN.m)	0.72	0.75	0.5
V_u(KN)	1.76	1.5	/

Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU

- **Pour la combinaison G+Q+F_p :**

$$e_0 = \frac{Mu_{acc}}{Nu} = \frac{0.72 \times 100}{1.93} = 37.30m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.333cm .$$

- **Pour la combinaison 1.35G+1.5Q :**

$$e_0 = \frac{Mu_{acc}}{Nu} = \frac{0.75 \times 100}{2.60} = 28.84m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.33cm .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

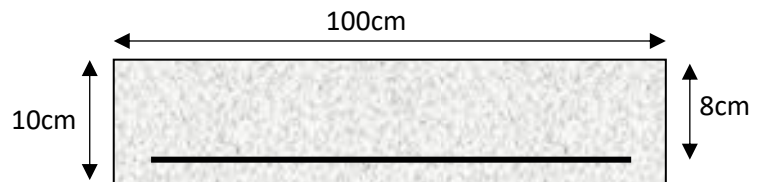


Figure III.19: Section à ferrailier.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua}=N_{ux} e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm} \quad [2]$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.5} = 0 (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0) = 0.006 \text{ m}$$

$$D'où : e = 0.288 + 0.02 + 0.006 = 0.314 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$Nu = 2.60 \text{ KN.}$$

$$Mu = Nu \times e = 2.60 \times 0.314 = 0.8164 \text{ KN.m}$$

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

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.8164 + 2.60 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 0.8944 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.8944 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0098 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.0123 \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha\right) \Rightarrow Z = 0.079m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.8944 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.32cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 \times 10^{-4} - \frac{2.60 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.28cm^2$$

Vérification à l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.96cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / ml$.

Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.76 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.022 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0.15 f_{c28}^{2/3}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

N. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T8 = 2.01cm^2 / ml$$

Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 33.3 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 25 \text{ cm.}$

Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.08m ; N_{ser} = 1.93 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.5 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 201.63 MPa$$

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_i < \overline{\sigma}_{bc}$$

Position de l'axe neutre : \$\$

$$c = -eG - h/2$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$c = M_{ser} / N_{ser} - h/2 \Rightarrow c = (0.5/1.93) - 0.10/2 \Rightarrow c = 0.20 \text{ m}$$

Convention du signe: $c = -0.20 \text{ m}$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \Rightarrow q = -2 \times (-0.20)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.20)^2 = 0.014 \text{ m}^3$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b = -0.119 \text{ m}^2$$

la solution de l'équation(*) dépend de : $\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = -5.36 \times 10^{-5} < 0$

$$c = -0.20 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.24 \Rightarrow y = 0.04 \text{ m}$.

$$\mu_i = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_i = 679.4 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_i} \times y = \frac{1.93 \times 10^{-3}}{679.4} \times 0.04 = 0.11 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm} = 201.63$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère

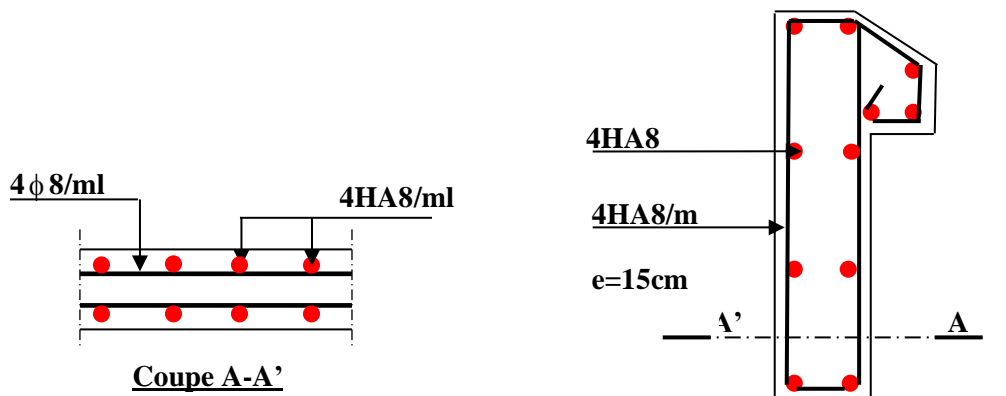


Figure III.20 :schéma de ferrailage de l'acrotère

III.19 Etude de L'ascenseur :

REMARQUE :

L'ascenseur est réalisé en maçonnerie, glisse sur des rails qui sont fixer sur les poteaux puisque notre ascenseur commence du niveau 3.

Schéma explicatif ascenseur

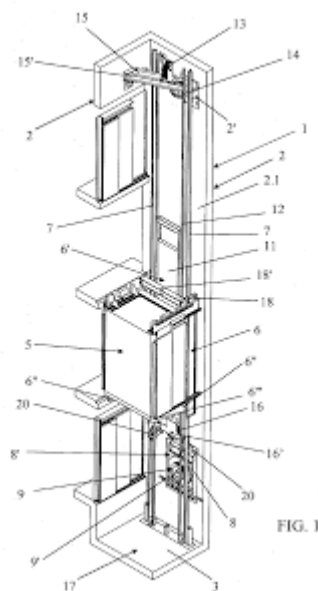
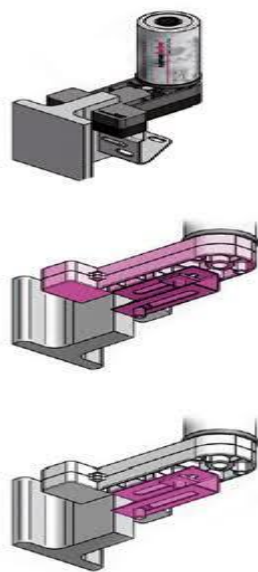


FIG. 1

IV.1 Introduction

Le séisme est parmi les catastrophes naturelles les plus dangereuses, résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

IV.2 Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir: la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS V2016 afin de simplifier les calculs.

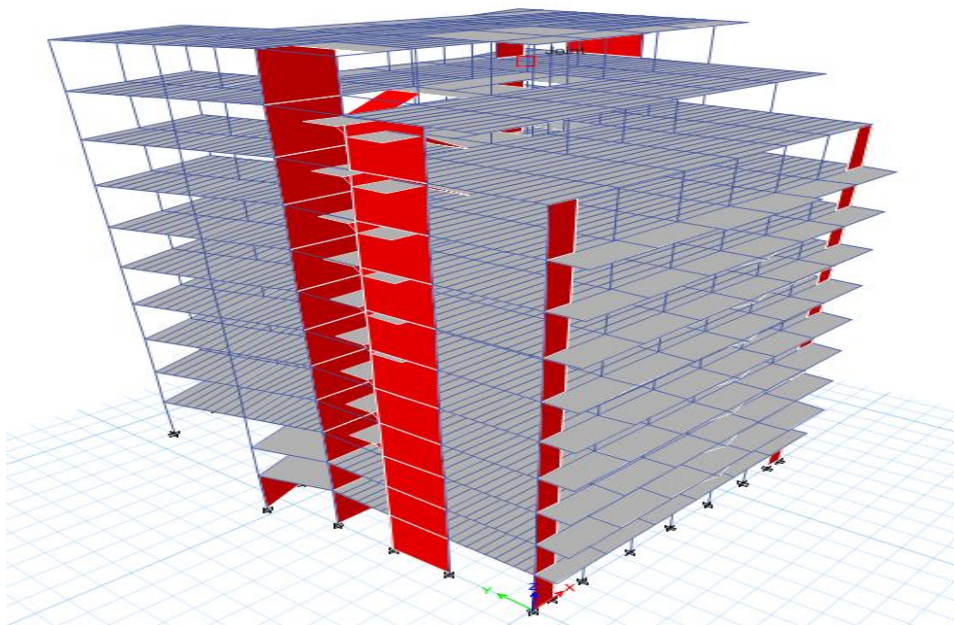


Figure IV.1 : La vue en 3D de la structure

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes principales à savoir :

IV.3.1 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

IV.3.2 Méthode dynamique

Ce qui regroupe

- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, 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.

IV.4 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

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

Avec, V_{st} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \quad ; \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

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 :

Groupe d'usage 2 ; Zone sismique II a ; A = 0,15
 dans le cas de notre projet, on adopte pour un système mixte portique-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

$$Q = 1 + \sum_{n=1}^n \dots \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivantes :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités dans les deux sens x et y

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifiée	0
02	Redondance en plan	Non vérifiée	0.05
03	Régularité en plan	Non vérifiée	0.05
04	Régularité en élévation	Non Vérifiée	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifiée	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifiée	0

Donc

$$Q=1.15$$

$$W = \sum w_i$$

Dans notre cas : W = 52047.79 KN

▪ **Le facteur D**

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003).

$$\xi = 7\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol établi par LHNC, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$ (RPA99 version 2003).

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 version 2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $ht = 35.36m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé , $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 35.36^{\frac{3}{4}} = 0.72s$$

$l_x = 22.70m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$l_y = 21m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 35.36}{\sqrt{22.70}} = 0.66s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 35.36}{\sqrt{21}} = 0.69s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.66s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.69s$$

$$0.4 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.66}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.57$$

$$0.4 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.69}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.52$$

$$V_{xst} = 2819.16 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = 2729.38 \text{ KN}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

Le spectre règlementaire de calcul est obtenu grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

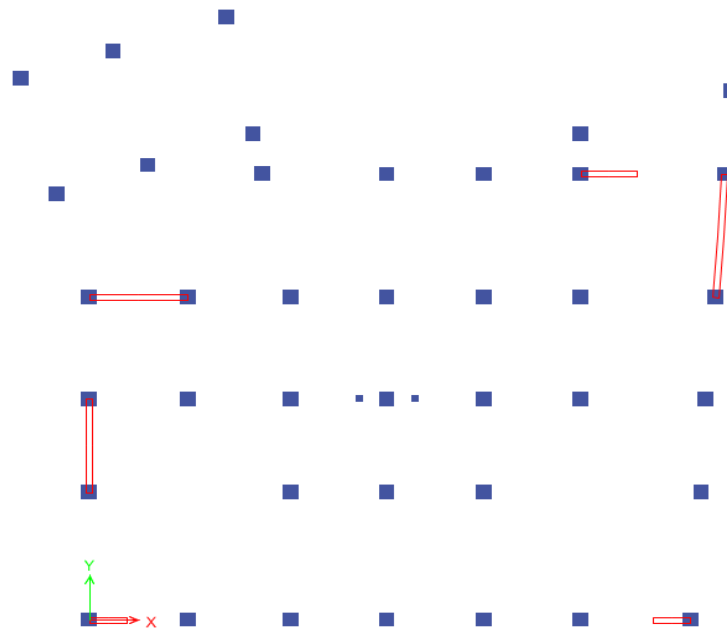


Figure IV .2 : La distribution des voiles

IV.5.1 Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au i^{ème} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

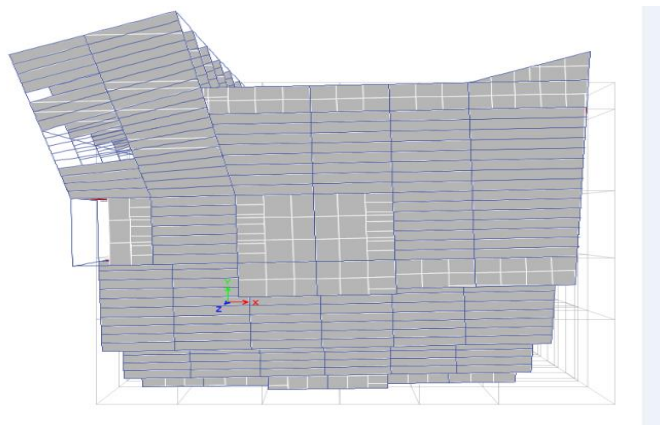
Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,961	0,6127	0,0213	0	0,6127	0,0213
2	0,822	0,0354	0,6146	0	0,6481	0,6359
3	0,727	0,0312	0,0282	0	0,6793	0,6641
4	0,331	0	0,0003	0	0,6793	0,6644
5	0,278	0,1111	0,0013	0	0,7904	0,6657
6	0,236	0,0022	0,1	0	0,7926	0,7656
7	0,191	0,0016	0,0276	0	0,7942	0,7932
8	0,137	0,042	0,0002	0	0,8362	0,7934
9	0,126	0,0001	0,0246	0	0,8363	0,818
10	0,113	0,0003	0	0	0,8366	0,818
11	0,089	0,0002	0,0284	0	0,8368	0,8464
12	0,087	0,0056	0,0003	0	0,8424	0,8467
13	0,081	0,0148	5,04E-06	0	0,8572	0,8467
14	0,059	0,0015	0,009	0	0,8587	0,8557
15	0,057	0,0067	0,0048	0	0,8653	0,8604
16	0,052	0,0013	0,0015	0	0,8667	0,8619
17	0,044	0,0009	0,0013	0	0,8676	0,8633
18	0,042	0,0015	0,0032	0	0,8692	0,8664
19	0,037	0,001	0,0003	0	0,8701	0,8667
20	0,035	0,0019	0,0014	0	0,8721	0,8682
21	0,033	0,0001	0,0034	0	0,8721	0,8715
22	0,032	0,018	0,0731	0	0,8901	0,9446
23	0,031	0,0009	0,0018	0	0,891	0,9465
24	0,03	0,0367	0,0316	0	0,9277	0,9781

On constate que la participation massique modale atteint les 90 % au 22eme mode pour le sens Y et le 24eme mode pour le sens X .

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe « x-x »: $T_x = 0.96$

**Figure IV.3 :** mode 1(translation selon l'axe x-x)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe « y-y » : $T_y = 0.82$

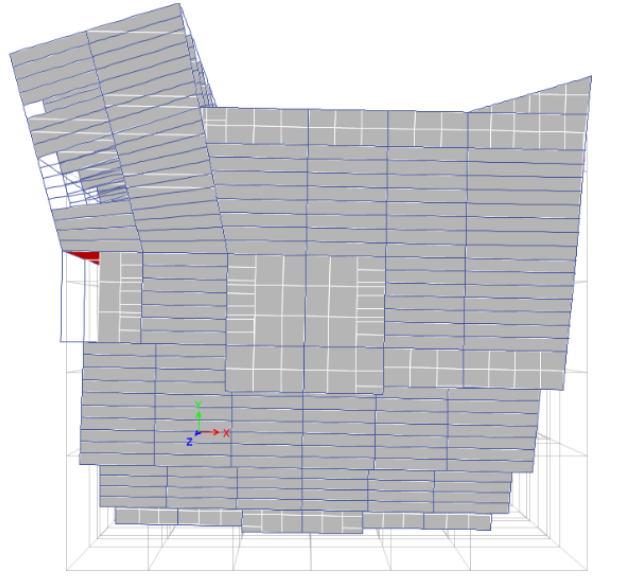


Figure IV .4 : mode 2 (translation selon l'axe y-y)

Le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe « z-z » : $T_z = 0.72$ s

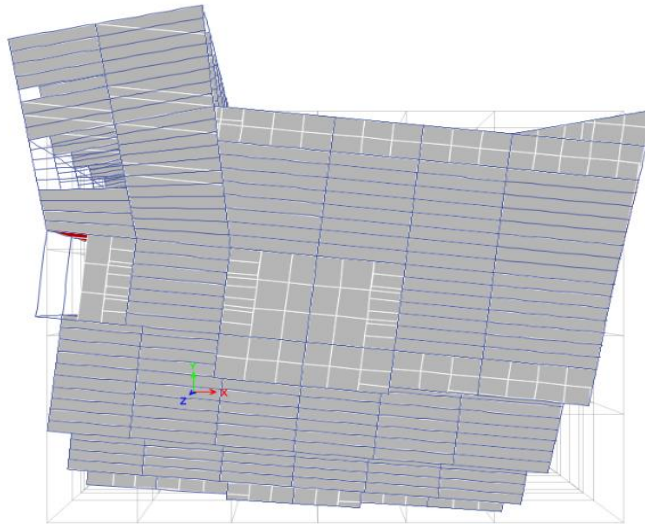


Figure IV.5 : mode 3(rotation selon l'axe z-z)

Interprétation des résultats obtenus :

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Période majorées de 30% :

□ **Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003**

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

$$V' \text{ Sous charges verticales : } \frac{\sum fp}{\sum fp + \sum fv}$$

Les voiles doivent reprendre moins de 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre plus de 80% des sollicitations.

V' Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre moins de 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre plus de 25% des sollicitations.

IV.6 Justification de l'interaction voiles-portiques

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1	40224.22	12052.07	76.94	23.05
2	39504.99	8005.67	83.14	16.86
3	39090.28	7543.02	83.82	16.80
4	34630.47	6783.22	83.62	16.38
5	30065.66	6221.17	82.85	17.15
6	25751.12	5374.39	82.73	17.27
7	21463.41	4510.69	82.63	17.37
8	17177.37	3650.74	82.47	17.53
9	12855.71	2959.29	81.28	18.72
10	8763.69	1999.86	81.42	18.58
11	5090.45	1101.54	82.81	17.19
12	2083.71	436.25	82.68	17.32

Remarque : L'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée pour le niveau 1 à cause du voile périphérique.

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niv	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1	220.21	2611.60	7.78	92.22	256.13	2361.38	9.79	90.21
2	505.14	912.28	35.63	64.36	264.53	678.44	28.05	71.94
3	1142.81	607.24	65.30	34.70	1303.31	613.79	67.98	32.02
4	995.80	601.77	62.33	37.67	1227.34	582.29	67.82	32.18
5	1197.49	560.75	68.13	31.87	1354.67	555.03	70.93	29.07
6	1129.42	467.49	70.72	29.28	1324.97	456.06	74.39	25.61
7	1087.44	375.84	74.31	25.69	1286.60	390.75	76.70	23.30

8	1048.15	291.44	78.24	21.76	1223.34	313.10	79.62	20.38
9	819.64	267.23	75.41	24.59	948.73	269.51	77.87	22.13
10	805.99	145.04	84.74	15.26	944.07	156.17	85.80	14.20
11	577.31	124.71	82.23	17.77	729.93	97.23	88.24	11.76
12	634.08	59.83	91.37	8.63	496.14	90.65	84.55	15.45

Remarque : L'interaction n'est pas vérifiée dans les deux sens au niveau 1 à cause de la présence du voile périphérique à ce niveau.

IV.6.1 Vérification de la résultante des forces sismique à la base Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	$V_{dyn}(KN)$	$0,8 V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2831.81	2255.32	Vérifiée
Suivant Y-Y	2617.51	2183.50	Vérifiée

IV.6.2 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à: $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

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

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion). R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérifications des déplacements de niveaux

Niv	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δk (cm)	$\Delta k/h_k$	δ_{ek} (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δk (cm)	$\Delta k/h_k$ (%)	
1	357	0.0055	0.027	0	0.027	0,0075	0.0079	0.039	0	0.039	0,01
2	289	0.0068	0.034	0,007	0,027	0,0093	0.009	0.045	0,006	0.039	0,014
3	289	0.072	0.36	0.032	0,32	0,11	0.07	0.35	0,30	0,05	0,017
4	289	0.11	0.55	0.19	0,36	0,12	0.10	0.50	0,15	0,35	0,12
5	289	0.14	0.7	0.15	0,55	0,19	0.11	0.55	0.05	0,50	0,17

6	289	0.14	0.7	0	0,7	0,24	0.12	0.60	0.10	0,50	0,17
7	289	0.15	0.75	0.05	0.70	0.24	0.12	0.60	0	0.60	0.20
8	289	0.14	0.7	-0.05	0.75	0.259	0.11	0.55	-0.05	0.60	0.20
9	289	0.13	0.65	-0.05	0.70	0.24	0.11	0.55	0	0.55	0.19
10	289	0.12	0.60	-0.05	0.65	0.22	0.10	0.50	-0.05	0.55	0.19
11	289	0.11	0.55	-0.05	0,60	0,20	0.10	0.50	0	0.50	0.17
12	289	0.09	0.45	-0.1	0,55	0,19	0.10	0.35	-0.15	0.50	0.17

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.3 Justification vis-à-vis de l'effet (P-A)

Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet P-A**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \dots\dots\dots(*)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum (WGi + \beta Wqi)$$

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

n_{i=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 ≤ θ_k ≤ 0.2, les effets P-A peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur 1/(1 - θ_k).

□ Si θ_k > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-A

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			A _k	V _k (KN)	θ	A _k	V _k (KN)	θ
1	3.57	46898.83	0,027	2831.81	0.12	0.039	2617.51	0.19
2	2.89	42665.91	0,007	1417.20	0.03	0.006	942.97	0.03
3	2.89	42003.81	0.32	1750.05	1.66	0,30	1917.10	0.52
4	2.89	37277.99	0,19	1597.57	0.90	0,15	1809.63	0.64
5	2.89	32690.60	0,15	1758.24	0.66	0,05	1909.70	0.19
6	2.89	28050.18	0	1596.91	0	0,05	1781.03	0.18
7	2.89	23419.15	0.05	1463.28	0.18	0	1677.35	0

8	2.89	18794.41	-0.05	1339.59	-0.16	-0.05	1536.44	-0.15
9	2.89	14296.47	0.05	1086.87	0.15	0	1118.24	0
10	2.89	9769.32	-0.05	951.03	-0.12	-0.05	1100.24	-0.12
11	2.89	5649.01	-0.05	702.02	-0.10	0	827.16	0
12	2.89	2326.61	-0.10	693.91	-0.16	-0.15	586.79	-0.25

Remarque :

On voit le niveau 3 n'est pas vérifié à cause de la présence des voiles périphériques, donc la condition (*) n'est pas satisfaite, donc l'effet P- Δ est à prendre en considération dans les calculs.

IV.6.4 Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (F_{c28} * B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

fcj : la résistance caractéristique du béton

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} * B) \leq 0,3$$

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
ES1 et Es2	0,275	2850.025	0.41	N Vérifiée
Etages RDC, 1	0,25	2288.99	0.36	N Vérifiée
Etages 2, 3, 4 et 5	0,225	1778.85	0.31	N Vérifiée
Etages 6,7, 8 et 9	0,2025	808.49	0.15	Vérifiée

REMARQUE : On constate que l'efforts normale réduit n'est pas vérifié sauf pour les niveaux 12,11,10 et 9

IV.7 Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**,

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

Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	DIMENSION	POUTRE P	POUTRE S
ES1 et Es2	65*60	50*30	35*30
Etages RDC, 1	60*55	50*30	35*30
Etages2, 3, 4 et 5	55*50	50*30	35*30
Etages 6,7 , 8et9	50*45	50*30	35*30

Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS 2016), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

V.1 Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

Les combinaisons fondamentales

1.35G+1.5Q ELU

G+Q ELS

Les combinaisons accidentelles

G+Q ± E 0.8 G ± E

V.1.1 Recommandations

V.1.2 Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

V.1.3 Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2) – La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% \times h$

Avec S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$s_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi)$ En zone nodale

$s_t \leq h/2$ En dehors de la zone nodal

Remarque

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.4 Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS.

Tableau V.1 : Sollicitations maximales dans les poutres

Section (cm ²)	Mt max (KN.m)	combinaisons	Ma max (KN.m)	combinaisons	V max (KN.m)	combinaisons
(50*30)	80.58	ELU	139.22	ELU	151.03	ELU
(35*30)	117.17	ELU	121.37	G+Q+EX	183.08	G+Q+EX

Exemple de calcul

Soit la poutre principale de dimensions (50*30) située au niveau de niveau 6 avec les sollicitations suivantes :

a. Armatures longitudinales:

Armatures en travée :

- $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{80.58 \cdot 10^{-3}}{0.30 \times 0.47^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.085$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.11$
- $A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.11 \times 30 \times 47 \times 14.2}{348} \Rightarrow A_s = 5.06 \text{ cm}$

Armatures en appuis :

- $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{139.22 \cdot 10^{-3}}{0.30 \times 0.47^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.147$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.199$
- $A_s = \frac{0.8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0.8 \times 0.199 \times 30 \times 47 \times 14.2}{348} \Rightarrow A_s = 8.30 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

- $A_{min} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 1.70 \text{ cm}^2$

□ Armatures longitudinales minimal :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\rightarrow A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (50 \times 30) = 7.5 \text{ cm}^2$$

□ Armatures maximales : Selon RPA99 V2003

$A_{max} = 4\% (b \times h) = 60 \text{ cm}^2 \dots$ (Zone courante)

$A_{max} = 6\% (b \times h) = 90 \text{ cm}^2 \dots$ (Zone de recouvrements)

□ choix des barres

En travée : 2HA14 & 2HA12 = 5.34 cm²

En appuis : 3HA16 & 2HA10 = 7.60 cm²

b. Armatures transversales

□ Calcul de :

$\Phi t \leq \min (h / 35, b / 10, \varphi / \min) = \min (50 / 35; 30 / 10 ; 1) = 1 \text{ cm}$ Soit: $\Phi t = \varphi 8$;

On opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$, un cadre + un étrier de HA8 pour toutes les poutres.

V.1.5 L'espace des armatures transversales : D'après le RPA 99

$St \leq \min (h/4, 12 \phi l) = 'zone nodale$

$St \leq \min (50/4 ; 12 * 8) = 12.5 \text{ cm} ; \text{ soit : } St=10\text{cm}$

$St \leq h/2 = 'zone courante$

$St \leq 50/2 = 25 \text{ cm} ; \text{ soit : } St=20 \text{ cm}$

□ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a: $A_{min}=0.3\%bh=2.25\text{cm}^2 < A_t=3.14\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

V.1.6 Calcul des longueurs recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I) ...RPA99

Pour $\Phi=1\text{cm}$ $L = 1 \times 40 = 40 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r=45\text{cm}$

$r = 1.6 \times 40 + 64 \text{ cm}$, alors on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales (30x50) cm

Niveaux	localisation	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Aadopt (cm ²)	Amin (cm ²)	Nbre de barres
Service	Travée	80.58	5.06	6.03	7.2	3H16
	Appui	139.22	8.30	8.39	7.2	3HA16+3HA10
Habitation(RDC)	Travée	96.88	6.26	6.88	7.2	3HA14+2HA12
	Appui	160.04	10.06	10.65	7.2	3HA16+3HA14
Terrasse inaccessible	Travée	96.38	6.22	6.88	7.2	3HA14+2HA12
	Appui	193.98	13.34	14.32	7.2	4HA16+2HA20

Tableau V.3 : Ferrailage de la poutre secondaire (35x30) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Aadopt (cm ²)	Amin (cm ²)	Nbre de barres
TOUS LES NIVEAUX	Travée	70.53	6.95	7.70	5.25	5HA14
	Appui	73.12	7.23	7.70	5.25	5HA14

a. Vérification à l'ELU :

Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 * (f_{c28} / \gamma_b) \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Principales	169.77	1.13	3.33	Vérifiée
Secondaires	93.25	0.97	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- ✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1).$ **BAEL91 (Art H.IV.2)**
- ✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots \dots \dots (2)$ □□□□s = 1.15,

f_e=400MPa

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.5 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	7.7	169.77	193.98	4.88	-0.83	Vérifiée
Secondaires	7.70	93.25	73.12	2.6	-0.46	Vérifiée

b. Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	153.7	12.29	15	vérifiée
	Travées	80.75	6.64	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	25.46	4.15	15	vérifiée
	Travées	18.73	3.05	15	vérifiée

État limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.7 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	h_t cm	B (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	30	770	14.32	0.064	0.12	0.01	0.01	Vérifiée		Vérifiée
PS	35	30	425	7.7	0.082	0.1	0.008	0.01	Vérifiée	NonVérifié	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

Le Sherman de ferrailage des poutres (annexe)

V.2 Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du RPA 99/2003 :

- 1) 1.35 G + 1.5 Q
- 2) G + Q
- 3) G + Q ± E
- 4) 0.8 G ± E

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.2.2 Recommandations du RPA99 (version 2003) :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l et h

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Avec : b_1 et h_1 : la section du poteau considéré

h_e : la hauteur d'étage

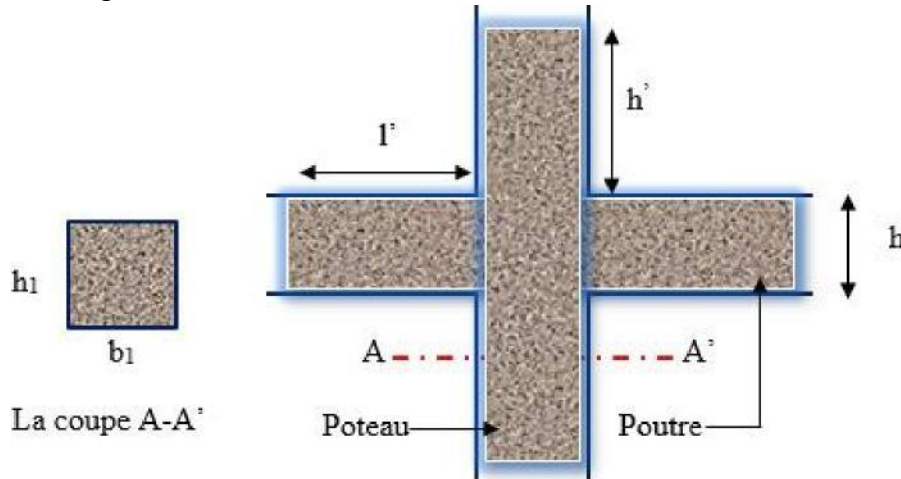


Figure V.1 : Zone nodale poteau-poutre.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	zone de recouvrement
Entre sol 1 et 2	65×60	31.2	156	234
RDC et étage 1	60×55	26.4	132	198
Étage 2 et 3 ,4,5ème	55×50	22	110	165
6ème,7,8,9ème Etage	50×45	18	90	135

V.2.2.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élanement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = lf/a$ ou $\lambda_g = lf/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et lf longueur de flambement du poteau.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$, en % est donnée comme suit :

- Si $\rho_g \geq 5$: 0.3%
- Si $\rho_g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \rho_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites

Niveaux	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)
E.sol 1 et E.sol 2	2850.025	3.39	-50.60	-960.39	-316.64	3.66
RDC, 1 ^{er} étage	2288.99	6.67	138.74	-963.18	-288.69	5.17
2 ^{ème} et 3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	1778.85	8.45	-114.83	-1241.36	-115.21	9.23
6 ^{ème} et 7 ^{ème} ; 8 ^{ème}	808.49	11.18	-83.04	-428.96	-14.92	20.08

directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.9 : Sollicitations dans les poteaux

V.2.3 Calcul du ferrailage

Les armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'entre sol, avec les sollicitations suivantes :

a) $N_{\text{max}} = 2288.99\text{KN}$ (compression) $\rightarrow M_{\text{cor}} = 6.67\text{KN.m}$ (ELU)

$d = 60 - 0.03 = 0.57\text{m}$; $d' = 0.03\text{m}$.

$$e_G = M/N = 6.67/2288.99 = 2.91 \times 10^{-3}\text{m} < \frac{h}{2} = 0.30\text{m}$$

$e_G < h/2 \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 6.67 + 2288.99 \times (0.57 - 0.60/2) = 624.70\text{KN.m}$$

$$(a) = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.60 \times 14.2 = 4.686$$

$$(b) = [(2288.99 \times (0.57 - 0.03) - 624.70) \times 10^{-3}] = 0.61$$

(a) > (b) → condition non vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{624.70 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.246 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{624.70 \times 10^{-3}}{0.488 \times 348} = 36.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.36$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.488 \text{ m}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 36.7 \times 10^{-4} - \frac{2288.99 \times 10^{-3}}{348} = -29.07 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2 \text{ et } A' = 0 \text{ cm}^2$$

V.2.4 calcul sous N_{min} et M_{corr} :

$$N_{min} = 78.92 \text{ KN} \rightarrow M_{corr_s} = 4.22 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.053 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.325 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section entre les armatures AA' la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_s \times 10 \times (d - d')}, A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_s \times 10 \times (d - d')}$$

$$\text{Avec : } f_s \times 10 \times \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0.323$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.217$$

$$\text{Donc : } A_1 = \frac{78.92 \times 0.217 \times 10^{-3}}{400 \times (0.57 - 0.03)} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{78.92 \times 0.323 \times 10^{-3}}{400 \times (0.57 - 0.03)} = 1.18 \text{ cm}^2$$

V.2.5 calcul sous M_{max} et N_{corr} :

$$M_{max} = 138.74 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr_s} = +963.18 \text{ KN.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.144 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.30 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section entre les armatures AA' flexion simple :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} < N_u \times (d - d') - M_{UA} \\ \rightarrow 0.834 > 0.121$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 138.74 + 963.18 \times (0.57 - 0.60/2) = 398.80 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{398.80 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.157 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\rightarrow A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{398.80 \times 10^{-3}}{0.52 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures Longitudinales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Sections	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
Entre sol 1et 2	65×60	0.96	31.2	31.29	8HA20+4HA14
RDC et étage 1	60×55	1.18	26.4	31.29	8HA20+4HA14
Étage2,3,4et5éme Etage	55×50	0.5	22	25.01	6HA20+4HA14
Étage 6,7,8 et 9éme Etage	50×45	1.09	18	18.22	6HA16+4HA14

V.2.6 Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (65×60) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.07 = 2.15\text{m.}$$

$$\lambda g = L_f/b = 2.15/0.6 = 3.58 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 0.28\%tb1 = 0.0028 \times 15 \times 60 = 2.52\text{cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.11 : Calcul des armatures transversales.

Section s (cm ²)	Φ_f^{min} Cm	V (KN)	L _f (cm)	t zone nodale	t zone courante	λg	ρ _a	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{f^{adop}} (cm ²)	barres
65×60	1.6	34.07	215	10	15	3.58	3.75	2.83	2.52	6.28	8HA10
60×55	1.4	27.89	167.3	10	15	3.04	3.75	4.72	2.31	6.28	8HA10
55×50	1.4	30.22	167.3	10	15	3.35	3.75	4.98	2.15	6.28	8HA10
50×45	1.2	5.27	167.3	10	15	4.18	3.75	4.13	1.89	4.71	6HA10

V.2.7 Vérifications :

a. Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

$$b = 1.5, s = 1.15$$

b est un coefficient fonction de l'élançement mécanique qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{cases}$$

$l_f = 0.7l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2850.025 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.149 \text{ cm} ; \lambda = 12.39 < 50 ; \alpha = 0.85 / 1.025 = 0.83$$

$$Br = (0.65 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.365 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.83 \left[\frac{0.365 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{31.29 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 6.51$$

$$N_d = 2.85 \text{ MN} < N_u = 6.51 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.12 : Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	A	As (cm ²)	Br (m ²)	Nd (MN)	Nu (MN)	Observation
Entre sol 1et 2	65×60	3.07	2.149	16.47	0.739	31.29	0.365	2.85	4.94	vérifiée
RDC et étage 1	60×55	2.39	1.673	14.82	0.745	28.09	0.307	2.288	5.6	vérifiée
Étage 2,3,4 et 5	55×50	2.39	1.673	14.82	0.745	23.37	0.254	1.778	4.62	vérifiée
Étage 6,7,8,et9	50×45	2.39	1.673	16.46	0.739	18.22	0.206	0.808	3.28	vérifiée

b. Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inferieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

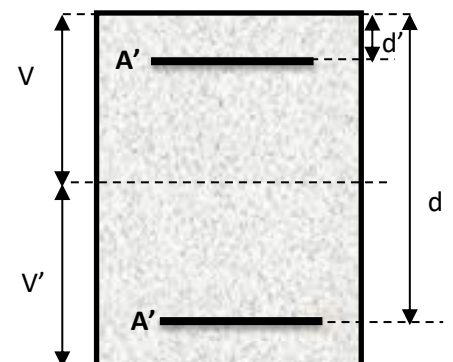


Figure V.2 : Section du poteau.

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et étage 1	Étage 2 ,3,4,5	Étage 6,7,8,9 et 5
Section(cm ²)	60×65	55×60	50×55	45×50
d (cm)	62	57	52	47
A (cm ²)	31.29	31.29	25.01	18.22
V (cm)	32.5	30	27.5	25
V'(cm)	32.5	30	27.5	25
I _{yy'} (m ⁴)	0.0178	0.0133	0.0160	0.0060
N ^{ser} (MN)	2.081	2.081	2.081	2.081
M ^{ser} (MN.m)	0.056	0.056	0.056	0.056
M _G ^{ser} (KN .m)	0.056	0.056	0.056	0.056
S(m ²)	0.436	0.377	0.313	0.303
σ _{bc1} (MPa)	5.79	6.58	7.61	11.25
σ _{bc2} (MPa)	5.79	6.58	7.61	11.25
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

c. Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	D	D(cm)	V _d (KN)	bu (MPa)	bū (MPa)	Observation
Entre sol 1 et 2	60×65	2.149	3.58	0.040	62	34.07	0.08	1.00	vérifiée
RDC et étage 1	55×60	1.673	3.04	0.040	57	27.89	0.089	1.00	vérifiée

Étage 2,3,4,5	50×55	1.673	3.35	0.040	52	30.22	0.116	1.00	vérifiée
Étage 6,7,8,9	45×50	1.673	4.18	0.040	47	5.27	0.025	1.00	vérifiée

d. Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

Tableau V.15 : Dimensions de la zone nodale

Niveau		E.sol 1et 2	RDC et 1ère étage	2ème,3,4,5ème étage.	6ème,7,8,9ème étage
Sections		65×60	60×55	55×50	50×45
L'(cm)	PP	100	100	100	100
	PS	100	100	100	100
h'		65	60	60	60

e. Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

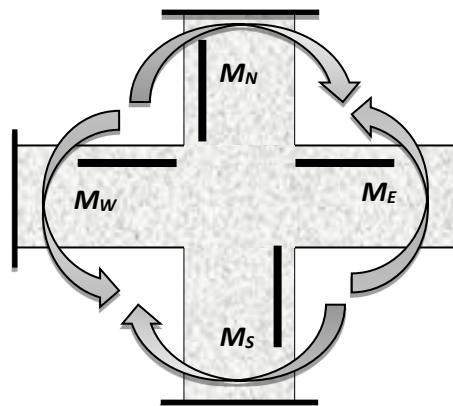


Figure V.3 : Les moments résistant dans la zone nodale.

f. Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres :

Le moment résistant (MR) 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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux et poutres sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poteaux selon le sens principal.

Niveau	$h(m)$	$Z (m)$	$\sigma_s(Mpa)$	$A_s (cm^2)$	$MR(KN.m)$
Entre sol 1et 2	0.65	0.585	348	31.29	637
RDC et étage 1	0.60	0.54	348	28.09	527.8
Étage 2,3,4,5	0.55	0.495	348	23.37	402.57
Étage 6,7,8,9	0.50	0.45	348	18.22	285.3

Tableau V.17 : Les moments résistants dans les poteaux selon le sens secondaire.

Niveau	$b(m)$	$Z (m)$	$\sigma_s(Mpa)$	$A_s (cm^2)$	$MR(KN.m)$
Entre sol 1et 2	0.60	0.54	348	31.29	588
RDC et étage 1	0.55	0.495	348	28.09	483.8
Étage 2,3,4,5	0.50	0.45	348	23.37	365.9
Étage 6,7,8,9	0.45	0.405	348	18.22	256.8

Tableau V.18 : moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	$h(m)$	$Z (m)$	$\sigma_s(Mpa)$	$A_s (cm^2)$	$MR (KN.m)$
E.Service	0.50	0.45	348	8.39	131.4
E.d'habitation	0.50	0.45	348	10.65	166.78
Terrasse inaccessible	0.50	0.45	348	14.32	224.3

Tableau V.19 : moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	$h(m)$	$Z (m)$	$\sigma_s(Mpa)$	$A_s (cm^2)$	$MR(KN.m)$
Tous les niveaux	0.35	0.315	348	7.7	84.4

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.20 : Vérification des zones nodales selon les sens principales.

Niveau	$MN (KNm)$	M_S	M_{N+M_S}	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E/sol 1	637	637	1274	131.4	131.4	328.5	vérifiée
RDC	527.8	637	1164.8	166.78	166.78	416.95	Vérifiée
Etage1	527.8	637	1164.8	166.78	166.78	416.95	Vérifiée
Etage2	402.57	527.8	930.37	166.78	166.78	416.95	Vérifiée
Etage3	402.57	402.57	805.14	166.78	166.78	416.95	Vérifiée
Etage4	402.57	402.57	805.14	166.78	166.78	416.95	vérifiée
Etage5	402.57	402.57	805.14	166.78	166.78	416.95	vérifiée
Etage6	285.3	402.57	570.6	166.78	166.78	416.95	vérifiée
Etage7	285.3	285.3	570.6	166.78	166.78	416.95	vérifiée
Etage8	285.3	285.3	570.6	166.78	166.78	416.95	vérifiée
Etage9	285.3	285.3	570.6	224.3	224.3	560.75	vérifiée

Tableau V.21 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	$M_{N(KNm)}$	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
E/sol 1	675.8	675.8	1351.6	97.02	97.02	242.55	vérifiée
RDC	556.18	675.8	1231.98	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage1	420.6	556.18	976.78	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage2	420.6	420.6	841.2	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage3	420.6	420.6	841.2	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage4	420.6	420.6	841.32	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage5	299.21	420.66	719.87	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage6	299.21	299.21	598.42	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage7	299.21	299.21	598.42	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage8	299.21	299.21	598.42	97.02	97.02	242.55	vérifiée
Etage9	299.21	299.21	598.42	97.02	97.02	242.55	vérifiée

- Schémas de ferrailage des poteaux voire (annexe) :

V.3 Étude des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations suivantes

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q \pm E \quad 0,8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$M^{\max} \rightarrow 4 N_{\text{corresp}} ; N_{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} ; N_{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}}$$

V.3.1 Recommandation du RPA99 version 2003

> **Armatures verticales** : La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

y' : Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

y' : 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.

y' : Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

y' : À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile

y' : Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

> **Armatures Horizontal** : Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

> Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 épingles / m².

> Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

y' : 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 %

y' : L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S \leq \min(1,5 ; 30)$

y' : Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

y' : Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Y : 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.

y' : Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_c \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Sollicitations maximales dans le voile VX1 // à X-X'

Etage	N _{max} → M correspondant		N _{min} → M correspondant		M _{max} → N correspondant		V(KN)
	N (KN)	M (KN)	N (KN)	M (KN)	M (KN)	N (KN)	
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	3009.85	60.34	683.98	328.35	1045.89	2780.15	848.15

V.3.3 EXEMPLE DE CALCUL :

a. Armatures verticales :

□ **Calcul par Nmax → M correspondant :**

$N_{max} = 3009.85\text{KN}$ et $M_{corr} = 60.34\text{KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3009.85}{60.34} = 49.8\text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{3.15}{2} = 1.575 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 3009.85 + 60.34 \times (2.5 - 1.575) = 2839.92\text{ KN.m.}$$

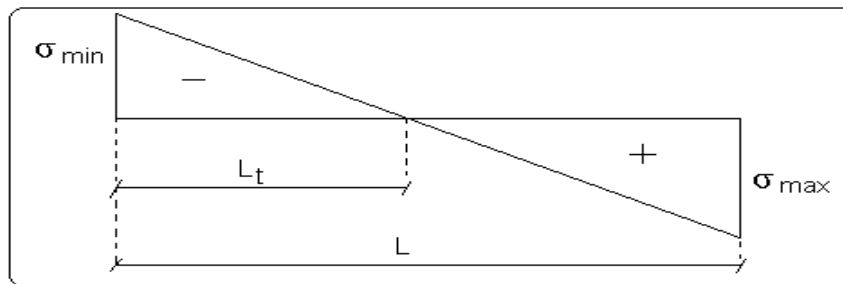
$$\rightarrow \mu_{bu} = 0.15 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0\text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0.20 \rightarrow z = 2.29\text{ m} \rightarrow A_I = 30.92\text{cm}^2 \rightarrow A_s = -4.410^{-3}\text{cm}^2 \rightarrow A_s = 0$$

Calcule armature minimales dans tous le voile : selon RPA

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 * 20 * 315 = 9.45\text{cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue Lt :



$$L_t = \frac{\sigma_{min} * l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{3.00985}{0.2 * 3.15} + \frac{0.0604}{0.5209} * 1.575 = 4.65\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{3.00985}{0.2 * 3.15} - \frac{0.0604}{0.5209} * 1.575 = 4.28\text{MPa}$$

$$L_t = \frac{4.28 * 3.15}{4.28 + 4.65} = 1.5\text{m}$$

Armatures minimales dans la zone tendue

$$A_{min}^{ZTENDUE} = 0.2\% * b * l_t = 0.002 * 20 * 150 = 6\text{cm}^2$$

Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% * b * l_c = 0.001 * 20 * 15 = 0.3\text{cm}^2$$

Espacement des barres verticales

$s_t \leq \min(1,5 ; 30\text{cm})$, on prend $t = 20\text{ cm}$ (En dehors de L/10 du voile)

Avec - $S_t = 10\text{ cm}$ sur une longueur de L/10 du voile

Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} = \frac{1.4 * 0.84815}{0.2 * 2.5} = 2.37\text{MPa} < 0.2 \times f_{c28} = 5\text{ Mpa.}$$

Vérifie

b. Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 848.15\text{KN}$$

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} = \frac{1.4 * 0.84815}{0.2 * 2.5} = 2.37 \text{MPa} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{Mpa}.$$

$$st = 20 \text{cm} \Rightarrow Ah = 2.96 \text{cm}^2$$

Espacement des barres horizontales :

$$st \leq \min(1.5 e ; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm} \Rightarrow \text{on prend } st = 20 \text{cm}$$

Choix des barres :

(Armatures verticales)

En zone comprimée : 2HA8=1.01 cm²

En zone tendue / face : 4HA14=6.16cm²

(Armatures horizontale) : 3HA12=3.39 cm²

- Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 1045.89 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{cor} = 2780.15 \text{ KN}$$

c. Armatures verticales :

$$e_G = 0.37 \text{m} < (h/2) = 1.575 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 1045.89 + 2780.15 \times (2.5 - 1.575) = 3617.53 \text{ KN.m}.$$

$$M_{UA} = 1333.88 \text{KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.19 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0.26 \rightarrow z = 2.23 \text{ m} \rightarrow A_1 = 40.5 \text{cm}^2 \rightarrow A_s = -2.9 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.$$

- Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 7.57 \text{MPa} ; \sigma_{min} = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow L_t = 0.45 \text{m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_1 ,

$$A_{V(z_T)} = 1.8 \text{cm}^2 ; A_{V(z_c)} = 4.5 \text{cm}^2$$

$$A_H \geq 2.37 \text{cm}^2 \text{ soit}$$

Niveau	Tous les niveaux
Section (m ²)	0.2 × 3.15
M(KN)	60.34
N(KN)	3009.85
Section	Partialement comprimée
V (KN)	848.15
□ (MPa)	2.37
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5

$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.8
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	9.45
$A_v^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	10.18
N^{bre} /par face	9HA12
$S_t\text{(cm)}$	20
$A_h^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.96
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	
$A_h^{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.08
N^{bre} /par Plan	2HA14
$S_t\text{(cm)}$	20

VI.1 INTRODUCTION

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

VI.2.1 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :
N=2864.02KN

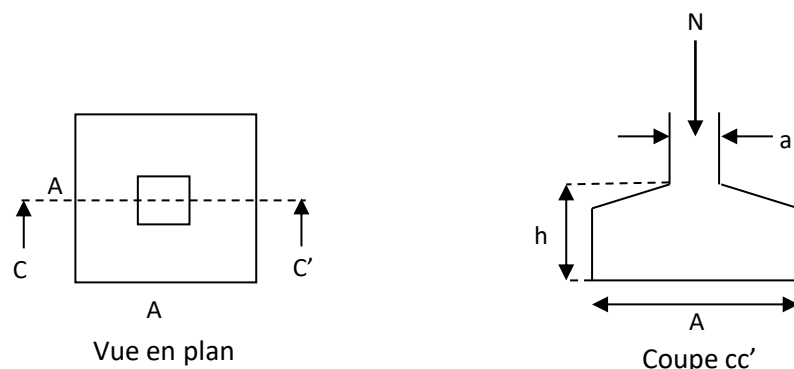


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.86402}{0.2}} = 3.78m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2 Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 poteaux

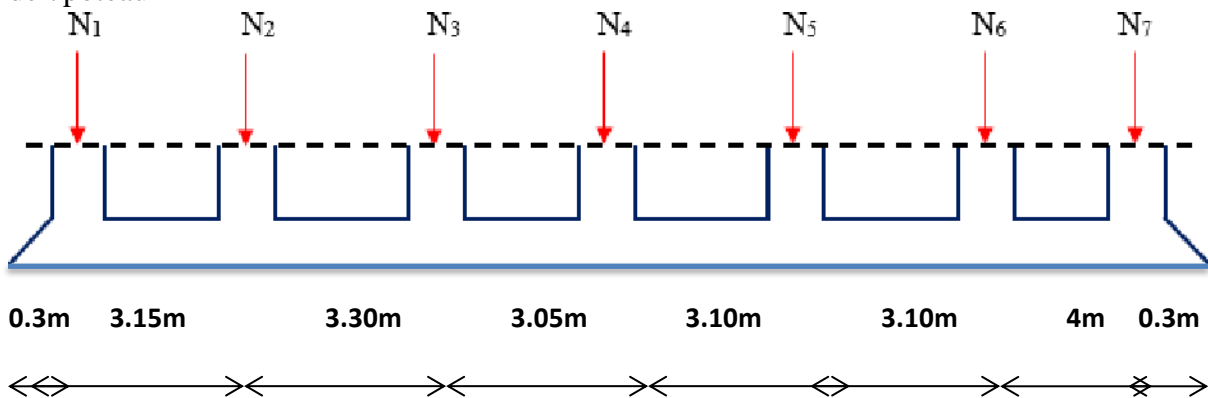


Figure VI. 2: les efforts transmis à la semelle filante

On a :

$$N_1 = 2027.26 \text{ KN} \quad N_5 = 2254.23 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2127.93 \text{ KN} \quad N_6 = 2850.02 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2104.38 \text{ KN} \quad N_7 = 841.09 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2046.18 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = \sum N_i = 14251.09 \text{ KN}$$

$$L = 20.30m$$

$$\text{La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{14251.09}{200 \times 20.30} = 3.51m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.51m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.25m et 3.55m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures

VI.3 Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.3.1 Dimensionnement

a. Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\max} = 355\text{cm} \Rightarrow h_r \geq 35.5\text{cm}$$

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{sol}=2\text{bar}$) ; $K = 12 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.55^4 \times 12 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_r \geq 66\text{cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 75\text{cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 80cm pour les nervures.

$L_e \geq 2.46\text{m}$ condition vérifier

$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} * 2.46 = 3.86\text{m}$ condition vérifier

VI.3.2 Dimensions du radier

A partir de ces deux conditions, nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$.

Hauteur de la table du radier $h_r = 40 \text{ cm}$.

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface de radier : $S_{\text{radier}} = 345.92\text{m}^2$

VI.3.3 Calcul de la surface du radier

Le poids propre des terres : $P_{\text{radier}} = 345.92 * 0.4 * 24 = 3459.2 \text{ KN}$

Le poids propre des terres : $P_{\text{terre}} = 345.92 * 1.5 * 18 = 9339.8 \text{ KN}$

$N_s \text{ tot} = 52239.46\text{KN}$ (ETABS)

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = P_{terre} + P_{radier} + N = 65038.46KN$$

$$S_{rad} \geq \frac{65038.46}{200} = 325.19m^2.$$

$$S_{rad} \geq 325.19m^2 \Rightarrow \text{on peut prendre } S_{rad} = S_{bat} = 345.92 m^2$$

VI.3.4 Les vérifications :

a. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5 MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$; $N = 70822.02KN$ (extrait de l ETABS)

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{70822.02 \times 3.55 \times 1}{2 * 345.92} = 363.40KN$$

$$d \geq 0.31m$$

$$\tau_u = \frac{363.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.31} = 1.17MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

N : L'effort normale due aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$N = 65038.46KN$ et $M_x = 1404.17KN.m$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 9.16m$$

$$Y_g = 9.04m$$

$$I_{xx} = 10116.83m^4$$

$$I_{yy} = 13385.60m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{65.038}{345.92} + \frac{1.4041 \cdot 9.04}{10116.83} = 0.186 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{65.038}{345.92} - \frac{1.4041 \cdot 9.04}{10116.83} = 0.179 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot 0.181 + 0.179}{4} = 0.180 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{MPa}$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

N=65038.46KN et My=1839.17KN.m

$$\sigma_1 = \frac{65.038}{345.92} + \frac{1.83917 \cdot 9.16}{13385} = 0.189 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{65.038}{345.92} - \frac{1.83917 \cdot 9.16}{13385} = 0.186 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot 0.189 + 0.186}{4} = 0.18 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

C . Vérification au poinçonnement :

Selon la BAEL il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette vérification s'effectue comme suit :

$$Nu \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Nu :effort normal de calcul .

Ht :hauteur total de la dalle du radier.

Uc :périmètre du contour au niveau du feuille moyen.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60*65)cm², le périmètre d'impact Uc est donné par la formule suivante : Uc=2*(A+B)

$$A=a+h_t=0.6+0.75=1.35\text{m}$$

$$\Rightarrow U_c=5.5\text{m}$$

$$B=b+h_t=0.65+0.75=1.4\text{m}$$

$$\Rightarrow N=2850.025\text{KN} < 0.045 \cdot 5.5 \cdot 0.75 \cdot \frac{25}{1.5} \cdot 10^3 = 3093.75\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement.

VI.4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en 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 défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{68507.89}{345.92} = 198.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{65038.46}{345.92} = 188.01 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4.30 - 0.6 = 3.7 \text{ m} ; L_y = 4.55 - 0.65 = 3.9 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

B. Evaluation des moments :

a/ ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 118.5 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 102.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigée :

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 100.7 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 86.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -59.25 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -51.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{198.04 \times 3.7}{2} = 366.37 \text{ KN}$$

b/ ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 126.38 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 114.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigés :

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 107.42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 97.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -63.19 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -57.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C .Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.40) m2, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour h>12 cm et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right)bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Tableau du ferrailage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	Acalculée (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Choix des barre
Sens xx	En travée	100.7	8.32	3.29	9.24	6HA14
	En appuis	- 59.25	4.65		5.65	5HA12
Sens yy	En travée	86.86	7.18	3.20	7.70	5HA14
	En appuis	-51.31	4.03		5.65	5HA12

D. VERIFICATION A ELS :

a) État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.2 :Vérification des contraintes du béton et l'acier

Sens	Position	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
X-X	En travée	107.42	8.56	7.80	15	vérifiée
	En appuis	97.61	6.9	8.64	15	vérifiée
Y-Y	En travée	63.19	7.91	4.93	15	vérifiée
	En appuis	57.41	6.9	5.08	15	vérifiée

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3 : Vérification d'état limite d'ouverture des fissures

sens	Position	M _{ser} (KN.m)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
X-X	En travée	107.42	361.62	201,63	Non vérifiée
	En appuis	97.61	528.35	201,63	Non vérifiée
Y-Y	En travée	63.19	253.85	201,63	Non vérifiée
	En appuis	57.41	310.75	201,63	Non vérifiée

Remarque :

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les section d armature.

Tableau VI.4 : ferrailage de radier

Localisation		α	β	Acalculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Choix des barre	St (cm)
Sens xx	En travée	0.32	0.0043	17.03	18.10	9HA16	11
	En appuis	0.31	0.0039	15.42	16.08	8HA16	12.5
Sens yy	En travée	0.26	0.0026	9.49	10.05	5HA16	20
	En appuis	0.245	0.0023	8.85	10.05	5HA16	20

Vérification de l'espacement :

Solon X-X $St= 11\text{cm} \leq \min(1.5h ; 20\text{cm})=20\text{cm}$; $St=\frac{100}{9}=11\text{cm}$

Solon Y-Y $St=20\text{cm} \leq \min(3h ; 20\text{cm})$

-Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément reparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Le plan des lignes de fissuration des nervures (annexe4)

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

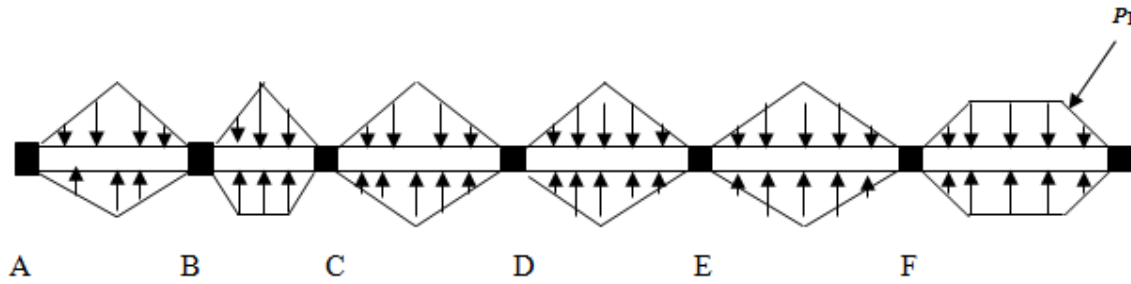


Figure VI.3 : schéma statique de nervure selon X-X

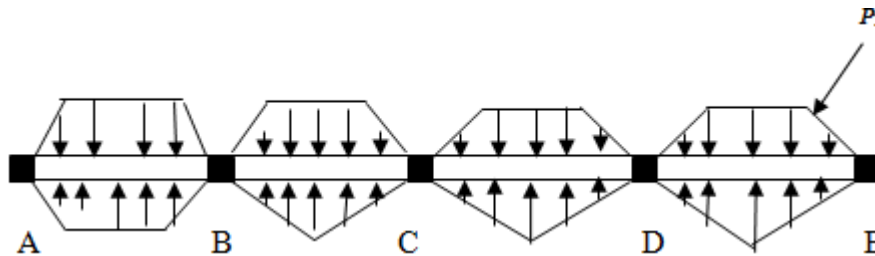


Figure VI.4 : schéma statique de nervure selon Y-Y

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

✓ **Calcul des sollicitations :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ **Les charges revenant aux nervures :**

La réaction du sol sous la dalle du radier p:

$$p_u = \frac{N_{ult}}{S_{rad}} = \frac{79101.81}{345.92} = 228.68 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{57789.66}{345.92} = 167.06 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI.5 : Les charges équivalentes dans les nervures.

Travée	Sens x-x				Travée	Sens y-y			
	L_x (m)	q_m^u (KN/ml)	q_v (KN/ml)	q_m^s (KN/ml)		L_x (m)	q_m^u (KN/ml)	q_v (KN/ml)	q_m^s (KN/ml)
A-B	2.55	388.74	291.55	284	A-B	3.8	724.62	562.64	529.01
B-C	2.7	425.5	319.50	310.86	B-C	2.6	442.93	335.91	323.59

C-D	2.45	373.49	280.12	272.86	C-D	2.9	470.85	354.77	344.01
D-E	2.50	381.12	285.84	278.43	D-E	3.65	467.21	484.27	461.15
E-F	2.50	381.12	285.84	278.43					
F-G	3.45	640.99	493.07	234.9					

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

Sens	Travée	q _m (KN)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN. m)	M _t (KN. m)	V _g (KN)	V _d (KN)
x-x	AB	388.74	0	-258.86	1.01	302.32	199.79	394.1 3	-597.16
	BC	425.5	-258.86	-213.93	1.31	340.04	102.98	591.0 6	-557.78
	CD	373.49	-213.93	-172.32	1.27	279.85	87.49	474.5 1	-440.54
	DE	381.12	-172.32	-179.35	1.24	297.73	121.92	473.6 6	-479.29
	EF	381.12	-179.35	-678.88	0.73	246.22	-78.99	276.6 6	-676.29
	FG	640.99	-678.88	0	1.41	921.87	520.44	1302. 5	-908.93
y-y	AB	724.62	0	-875.29	1.58	1276.5 6	87.35	838.6 7	-808.33
	BC	442.93	-- 875.29	-263.78	1.83	312.06	164.58	671.8 7	-201.48
	CD	470.85	-263.78	-563.56	1.23	1139.5	- 63.32	411.0 4	-617.78
	DE	467.21	-563.56	0	2.15	1278.9 8	848.93	1038. 2	-729.38

Tableau VI.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN. m)	M _t (KN. m)
x-x	AB	2.55	284	0	-189.11	1.01	220.87	145.97
	BC	2.7	310.86	-189.11	-156.29	1.39	283.02	102.46
	CD	2.45	272.86	-156.29	-125.89	1.27	204.45	63.92
	DE	2.50	278.43	-125.89	-131.03	1.24	217.51	89.07
	EF	2.50	278.43	-131.03	-199.74	1.15	216.13	53.49
	FG	3.45	234.9	-199.74	0	1.97	342.43	256.74

y-y	AB	3.8	529.01	0	-639.05	1.48	908.18	659.18
	BC	2.6	523.59	-639.05	-192.71	1.83	227.98	-96.90
	CD	2.9	344.01	-192.71	-526.55	1.11	341.74	21.25
	DE	3.65	461.15	-526.55	0	2.13	746.50	527.22

✓ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens :**

On a:

$$h = 1.1 \text{ m} , h_0 = h_r = 0.35 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.50 \text{ m} , d = 1.2 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{\min}}{10} \right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4.1.3)}$$

$$b = 1.25 \text{ m sens xx} \text{ et } b = 0.95 \text{ m sens yy}$$

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Résultats de ferraillage des nervures.

Localisation		M(KN.m)	A_{calculé}(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopté}(cm²)
x-x	Travée	167.58	4.61	13.31	4HA14 = 6.16
	Appui	-191.85	5.28	13.31	4HA16 = 8.04
y-y	Travée	848.93	26.64	10.89	6HA20 + 4HA16 = 26.89
	Appui	-521.84	16.14	10.89	3HA20 + 4HA16 = 17.46

✓ **Vérifications nécessaires :**

• **Vérification des efforts tranchants à l'ELU :**

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

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$

Selon le Sens XX : $\tau_u = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens YY: $\tau_u = 1.024 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

• **Vérification des contraintes :**

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_{ser}(KN.m)	Y(cm)	I(cm⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$(MPa)
x-x	Travée	106.48	19.79	2022563.73	1.04 < 15	67.29 < 201.63
	Appui	-191.85	19.79	2022563.73	1.88 < 15	121.24 < 201.63
y-y	Travée	480.87	24.78	2529131.98	4.71 < 15	200.28 < 201.63
	Appui	-521.84	20.93	1831736	5.96 < 15	316.52 > 201.63

Remarque : On remarque que la contrainte de l'acier en appuis dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	β(10 ⁻²)	α	A _{cal} (cm ² / m)	A _{adop} (cm ² / m)
y-y	Appui	- 513.18	0.3	0.28	30.14	14HA16 + HA12 = 30.41

✓ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1.4 ; 3.14 ; 5)$$

Soit $\phi_t = 10$ mm et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3.14$ cm² (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15$ cm dans les deux sens.

✓ **Les armatures de peau :**

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$A_p = 3$ cm² pour 1 m de hauteur (**CBA Art A-7-3**)

Donc : $A_p = 3 \times 1.1 = 3.3$ cm².

Soit : 3HA12 = 3.39 cm² par face.

VI.5 Voile périphérique :

VI.5.1 Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

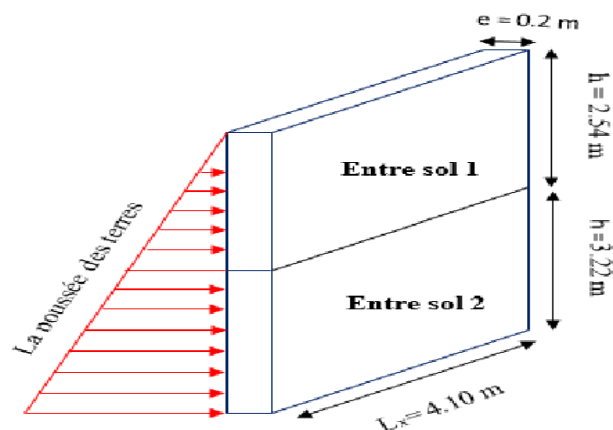
VI.5.2 Dimensionnement des voiles :

- La hauteur

$$\begin{cases} h_{E.sol2} = 3.57 - 0.35 = 3.22 \text{ m} \\ h_{E.sol1} = 2.89 - 0.35 = 2.54 \text{ m} \end{cases}$$

-la longueur $L_x = 4.10$ m

-l'épaisseur $e = 20$ cm



VI.5.3 Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.6 \text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 21.03^\circ$
- La cohésion $C = 0.78 \text{ bar}$

VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

L'entre sol 1 :

$$G = h \times \left[\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$G_1 = 2.54 \times \left[19.6 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{21.03}{2} \right) \right] = 23.48 \text{KN} / \text{m}^2$$

L'entre sol 2

$$G_2 = 29.76 \text{KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

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

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

$$Q = 4.71 \text{KN} / \text{m}^2$$

VI.5.5 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$\sigma(Q)$

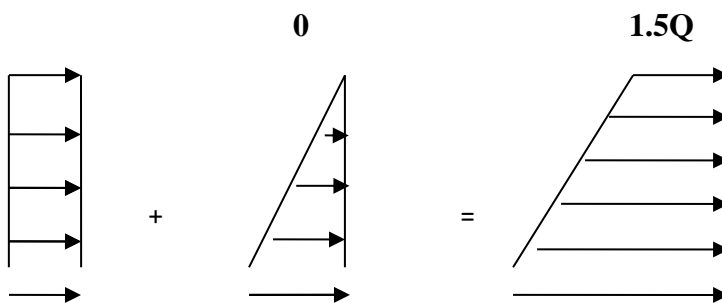


Figure VI.5 : Répartition des contraintes sur le voile Périphérique au niveau de l'entre sol

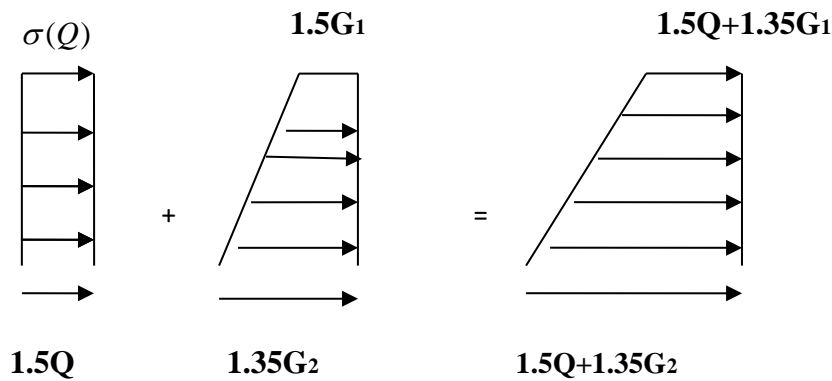


Figure VI.6 : Répartition des contraintes sur le voile Périphérique au niveau de l'entre sol

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

L'entre sol 1 :

$$\text{ELU} : \begin{cases} \sigma_{\min} = 1.5Q = 7.065 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 38.76 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} \sigma_{\min} = Q = 4.71 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = G + Q = 28.19 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 38.76 + 7.065}{4} = 30.83 \text{KN/m}^2 \dots (\text{ELU})$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 30.83 \text{KN/ml}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 28.19 + 4.71}{4} = 22.32 \text{KN/m}^2 \dots (\text{ELS})$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 22.32 \text{KN/ml}$$

L'entre sol 2 :

$$\text{ELU} : \begin{cases} \sigma_{\min} = 1.5G_1 + 1.5Q = 38.76 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G_2 + 1.5Q = 47.24 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} \sigma_{\min} = G_1 + Q = 28.19 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = G_2 + Q = 34.47 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 45.12 \text{KN/m}^2 \dots (\text{ELS})$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 45.12 \text{KN/ml}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 32.90 \text{KN/m}^2 \dots (\text{ELS})$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 32.90 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.88 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.60 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.88}{5.60} = 0.51 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.51 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$M_{0x} = 27.43 KN.m.$$

$$M_{0y} = 6.86 KN.m$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 23.31 KN.m.$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 5.14 KN.m.$$

$$M_{ap} = -0.5 \times M_{0x} = -13.71 KN.m.$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA .}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

TableauVI.11 : Ferrailage du voile périphérique au niveau de l'entre sol 1

	Sens	M (KN.m)	st	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Travée	x-x	34.97	20	7.11	2	7.70	5HA14
	y-y	11.20	25	2.18	2	2.26	2HA12
Appui		-12.34	25	2.41	2	3.14	4HA10

• **Les Espacements :**

Sens x-x : $s_t = 20 < \min(2e; 25cm) = 25cm$

Sens y-y : $s_t = 25 < \min(3e; 33cm) = 33cm$

TableauVI.12 : Ferrailage du voile périphérique au niveau de l'entre sol 2

	Sens	M (KN.m)	st	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Travée	x-x	37.64	20	7.70	2	7.70	5HA14
	y-y	21.11	25	4.19	2	4.52	4HA12
Appui		13.28	25	2.60	2	3.93	5HA10

• **Les Espacements :**

Sens x-x : $s_t = 20 < \min(2e; 25cm) = 25cm$

Sens y-y : $s_t = 25 < \min(3e; 33cm) = 33cm$

VI.5.6 Vérifications :

L'entre sol 1 :

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.62 > 0.4 \\ e = 20cm > 12cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 1.90cm^2 \\ A_y^{min} = 1.6cm^2 \end{cases} < 2cm^2$$

$$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

Avec :

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{30.38 \times 4.10}{2} \times \frac{2.54^4}{4.10^4 + 2.54^4} = 7.99KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{30.38 \times 2.54}{2} \times \frac{4.10^4}{4.10^4 + 2.54^4} = 33.63KN$$

$$\begin{cases} \tau_x^u = 0.0158MPa \\ \tau_y^u = 0.0457MPa \end{cases} < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc ,les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

L’entre sol 2 :

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.78 > 0.4 \\ e = 20cm > 12cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.77cm^2 \\ A_y^{\min} = 1.6cm^2 \end{cases} < 2cm^2$$

$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}, (\text{fissuration nuisible}).$$

Avec :

$$V_u^x = 21.01KN$$

$$V_u^y = 43.37KN$$

$$\begin{cases} \tau_x^u = 0.0416MPa \\ \tau_y^u = 0.0590MPa \end{cases} < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **L’état limite de service (ELS)**

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Tableau : VI.13 : Vérifications des contraintes à l’ELS au niveau de l’entre sol 1

Localisation		Mser KN.m	σbc (MPa)	σ̄bc (Mpa)	Obs.
Travée	x-x	26.91	6.30	15	vérifiée
	y-y	9.49	6.53	15	vérifiée
Appui		13.16	4.12	15	vérifiée

Tableau : VI.14 : Vérifications des contraintes à l'ELS au niveau de l'entre sol 2

Localisation		M_{ser} KN.m	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs.
x-x	En travée	30.57	9.42	15	vérifiée
	En appuis	20.90	4.27	15	vérifiée
y-y	En travée	10.78	7.85	15	vérifiée

Tableau : VI.15 : Vérifications à l'état limite d'ouverture des fissures au niveau de l'entre sol 1

Localisation		M_{ser} KN.m	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs.
x-x	En travée	26.91	261.15	201.633	Non vérifiée
	En appuis	13.16	217.75	201.633	Non vérifiée
y-y	En travée	9.49	414.86	201.633	Non vérifiée

Tableau : VI.16: Vérifications à l'état limite d'ouverture des fissures au niveau de l'entre sol 2

Localisation		M_{ser} KN.m	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs.
x-x	En travée	30.57	296.46	201.633	Non vérifiée
	En appuis	20.90	199.12	201.633	Non vérifiée
y-y	En travée	10.78	337.42	201.633	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à L'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau : VI.17 : Les nouvelles sections d'acier opté à L'ELS au niveau de l'entre sol 1

Localisation		St	β	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
Travée	x-x	25	0.0059	0.3258	9.98	10.05	5HA16
	y-y	25	0.0021	0.1944	3.35	3.39	3HA12
Appui		15	0.0029	0.2284	4.71	4.71	6HA10

Tableau : VI.18: Les nouvelles sections d'acier opté à L'ELS au niveau de l'entre sol 2

Localisation		St	β	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
Travée	x-x	8	0.0067	0.3472	11.43	12.32	8HA14
	y-y	25	0.0046	0.2877	7.64	7.85	10HA10
Appui		20	0.0024	0.2078	3.82	3.93	5HA10

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel ETABS2016.

Cette étude nous a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
2. La modélisation en tenant compte des éléments secondaires (escalier...) fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
3. L'irrégularité de notre structure en plan et en élévation a induit une différence de rigidité entre les parties de la structure. Ce qui s'est répercuté sur la disposition de nos voiles.
4. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'effort normale réduit..
5. Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces dernier ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
6. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
7. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

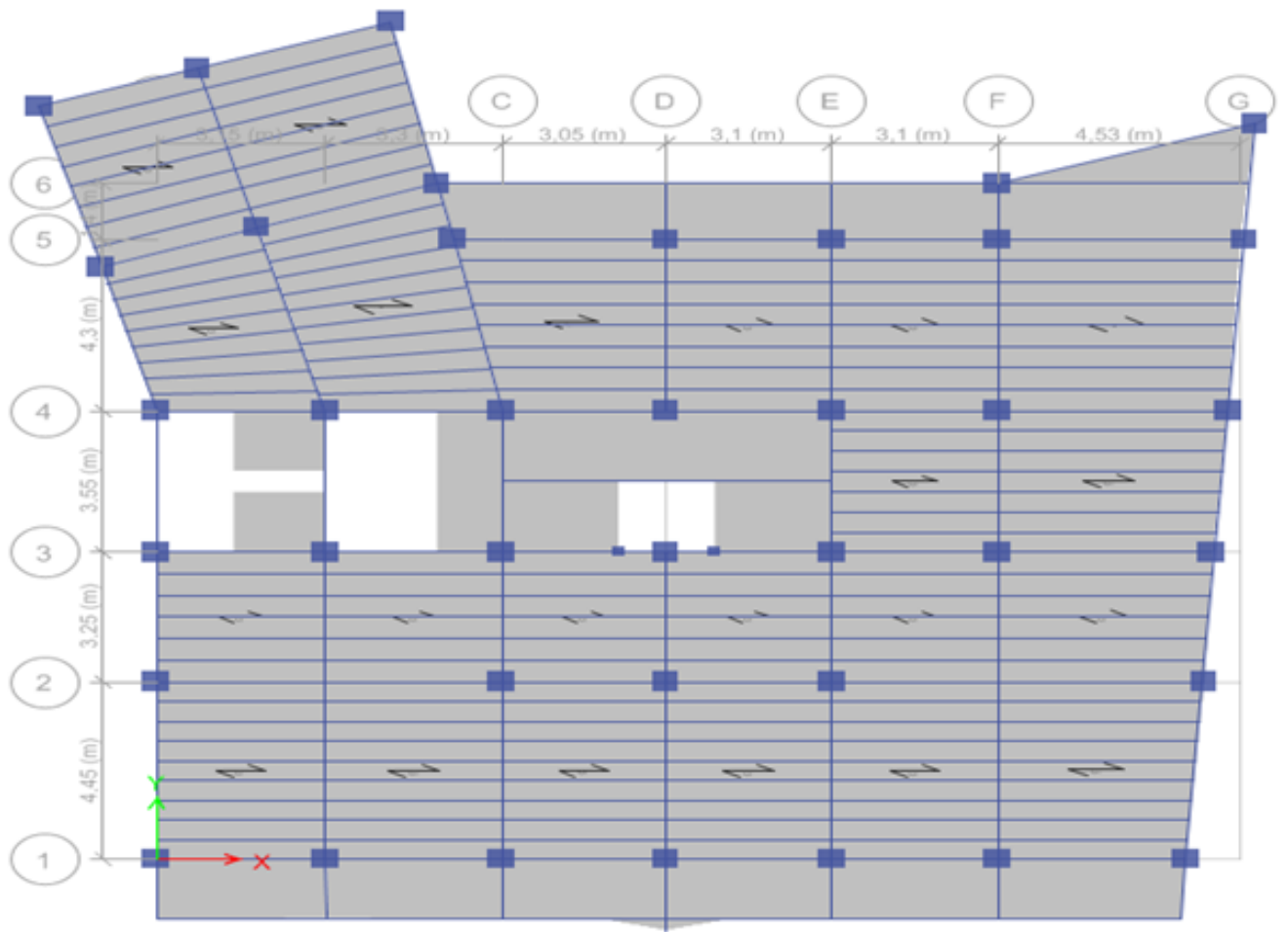


Schéma de la disposition des poutrelles



IX- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour *la Réalisation de 96 logements Promotionnels avec Commerces & services En R+09 au lieu dit LEKBOUR - VILLAGE: TARGA OU ZEMMOUR* Wilaya de Bejaia;

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, le sondage carotté, le sondage préssiométrique ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de $D = 1.80 m$ de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2.00 bars$;

2. Les analyses d'échantillons prélevées au niveau de notre sondages carottés montrent que : —
Le sol est Argile schisteuse ;

V Ce sol n'est pas agressif pour les bétons en infrastructure.

3. Les paramètres géotechniques du sol à prendre en compte sont :

$$\begin{aligned} \gamma_h &= 1.96 \text{ t/m}^3 \\ CcD &= 0.78 \text{ bars} \\ \phi_{cD} &= 21.03^\circ \end{aligned}$$

4. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;

5. Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport a la cote du terrain naturel ; d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure ;

6. Selon les valeurs moyennes harmonique d'autres résultats d'essais pressiométrique calculées selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 25), la classification du site est : **S2** ;

7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité **moyenne IIa**. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE DIRECTEUR



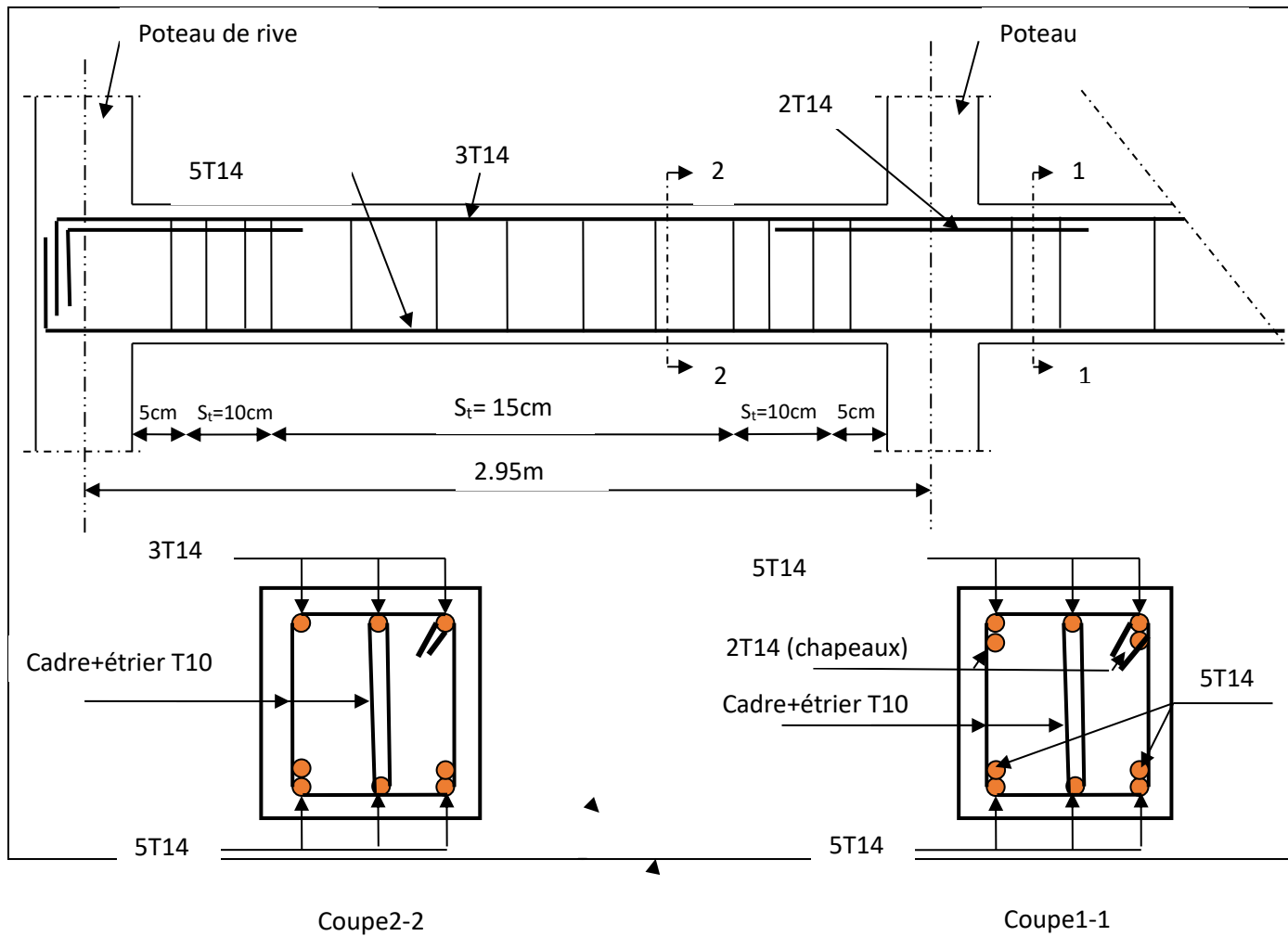
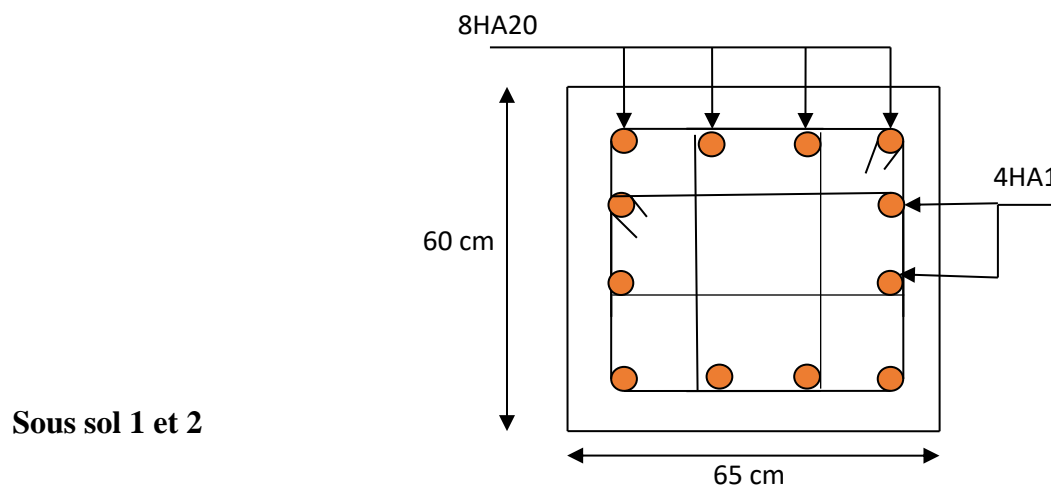
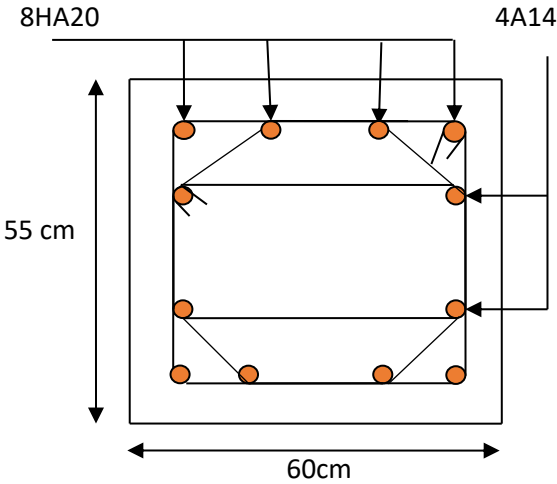


Figure : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

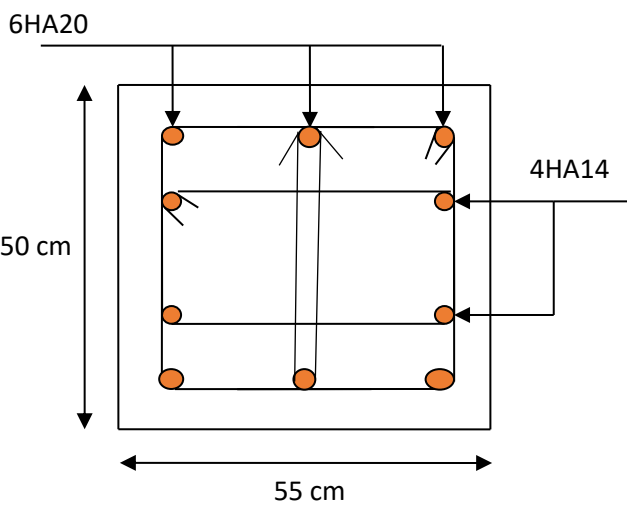
Schéma de ferrailage des poteaux :



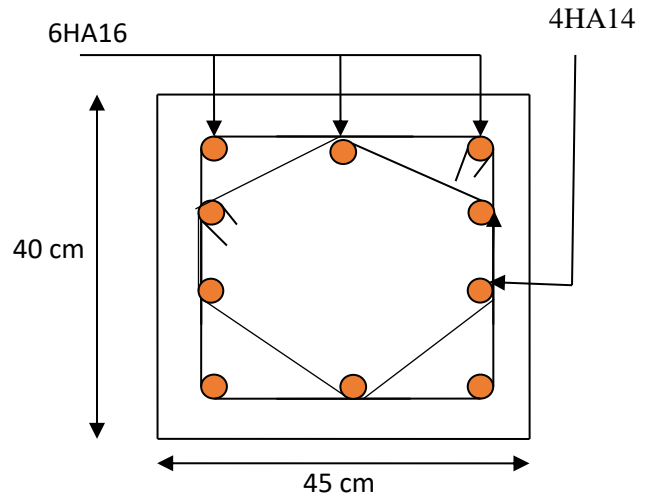
RDC, 1^{ère} étages



2^{ème}, 3, 4, 5^{ème} étages



6^{ème}, 7, 8, 9^{ème} étages



shaman de ferroalliage du voile :

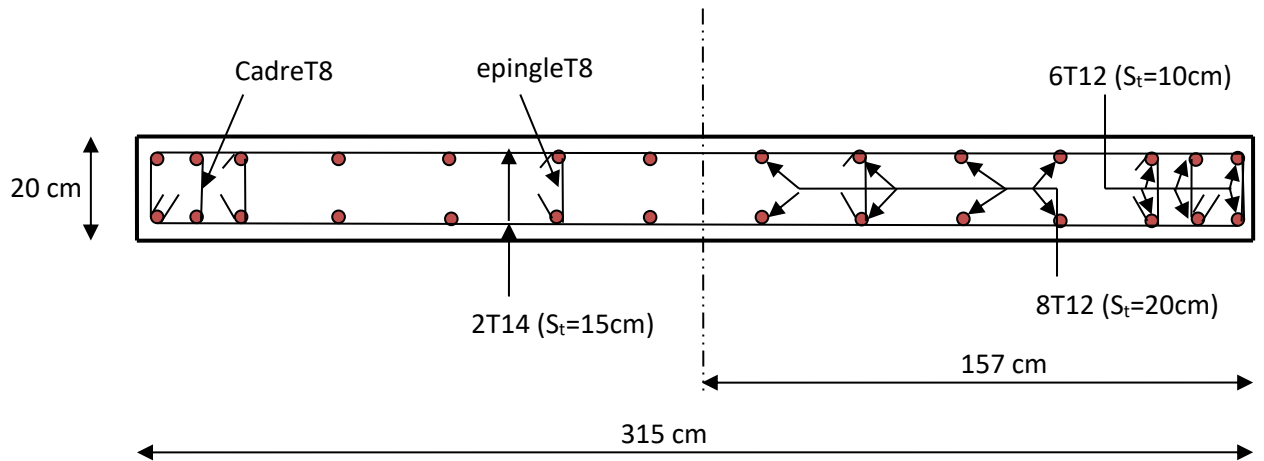


Fig. : Schéma de ferrailage du voile v1''

- Schéma de ferrailage du radier.

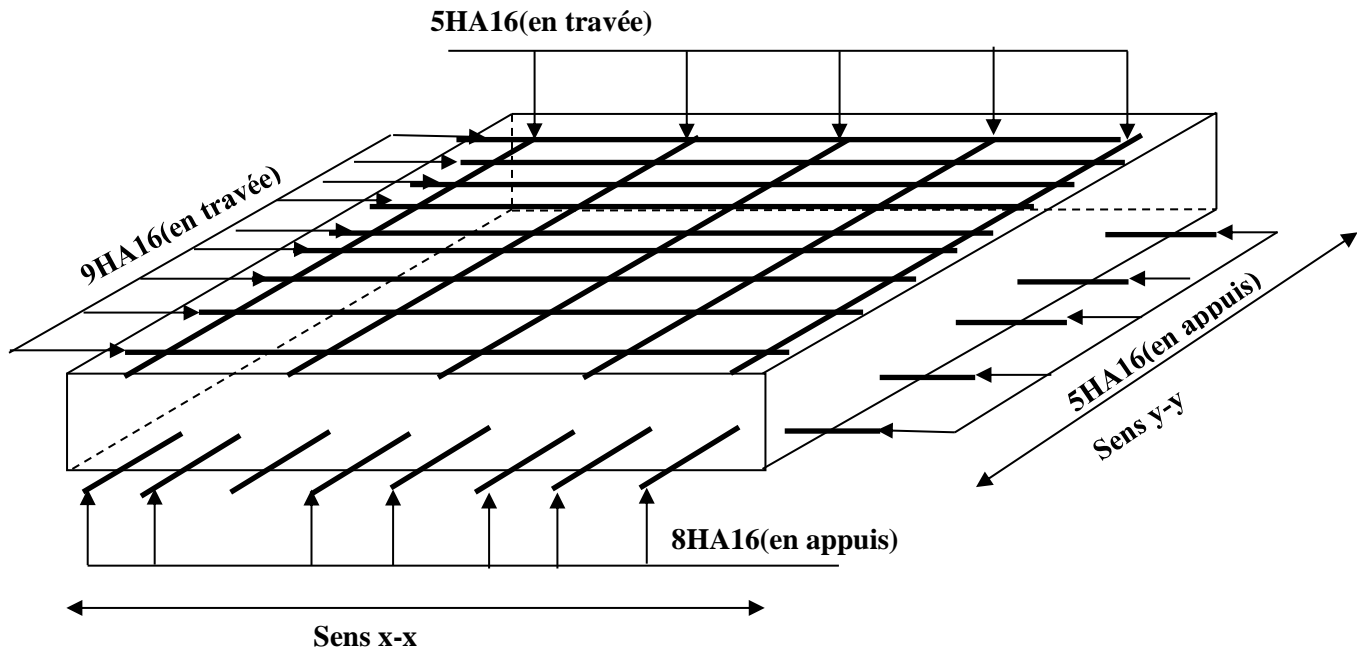


Fig. VI.1 : Schéma de ferrailage de radier.

Sheema de ferrailage de la nervures :

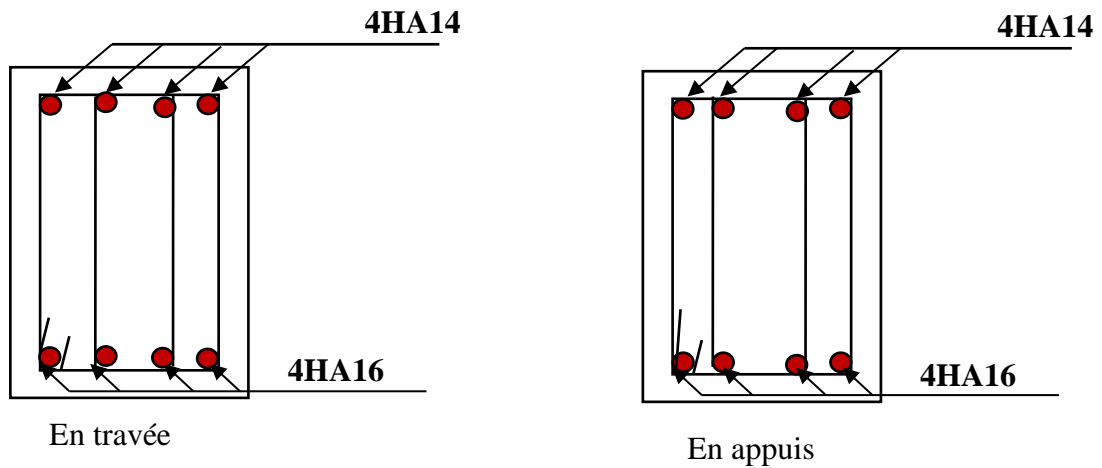


Fig VI.2 : Ferrailage des nervures x-x

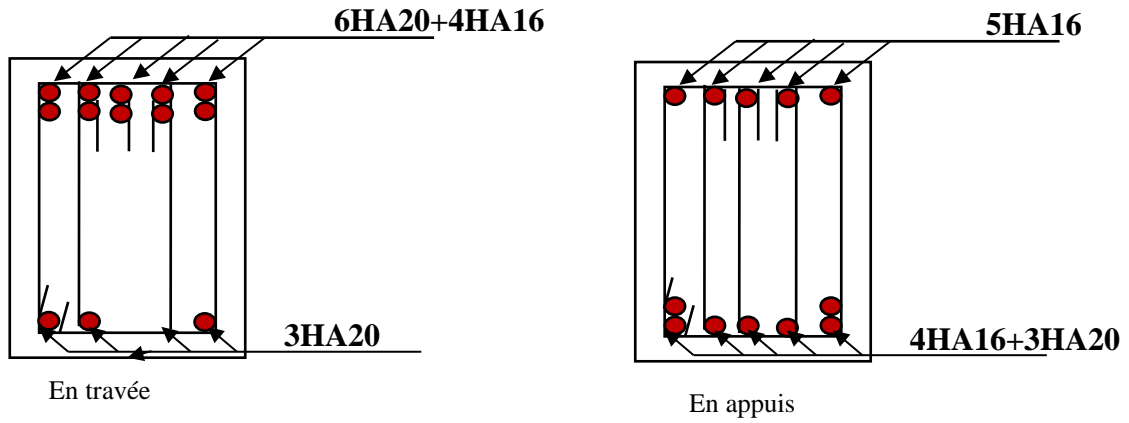


Fig VI.3 : Ferrailage des nervures y-y

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

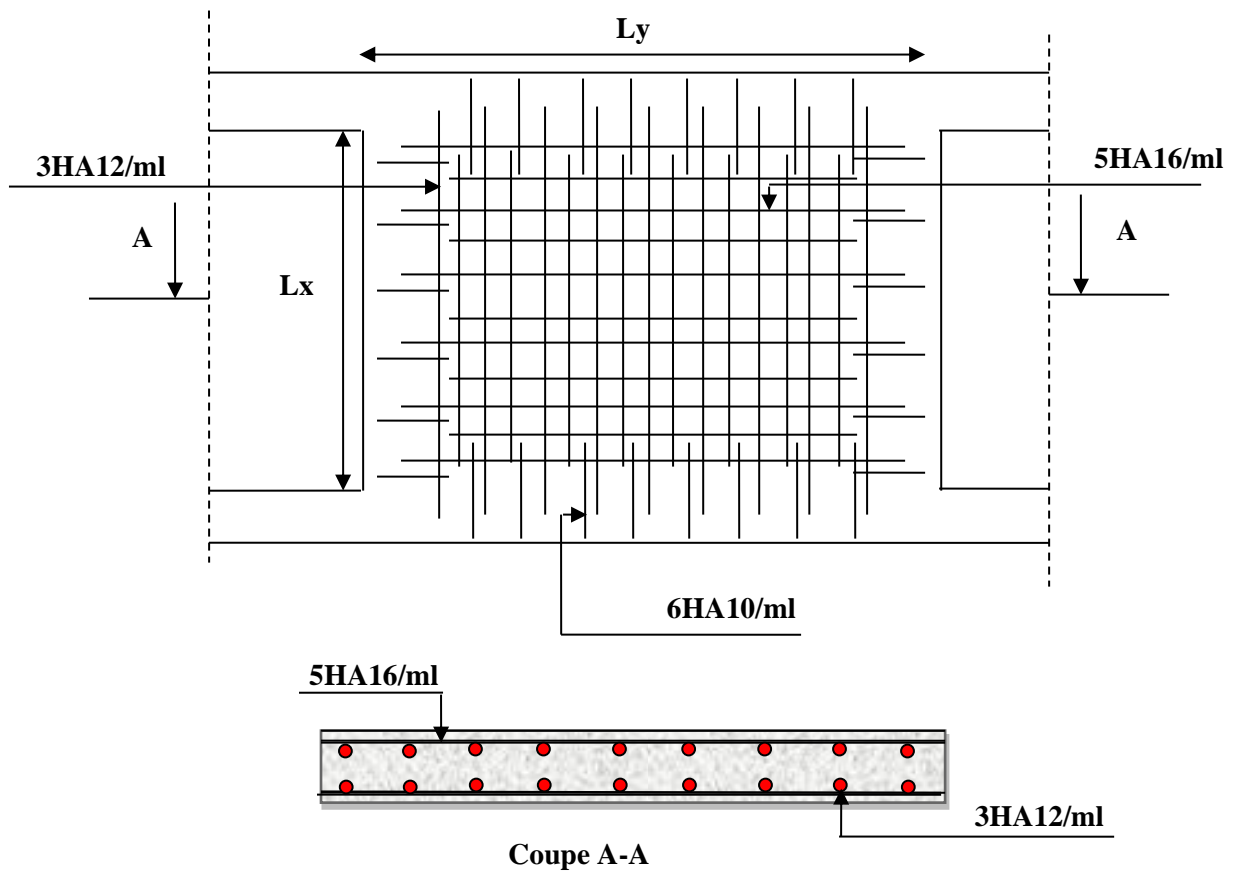


Fig. VI.7. Schéma de ferrailage de voile périphérique au niveau de l'entre sol 1.

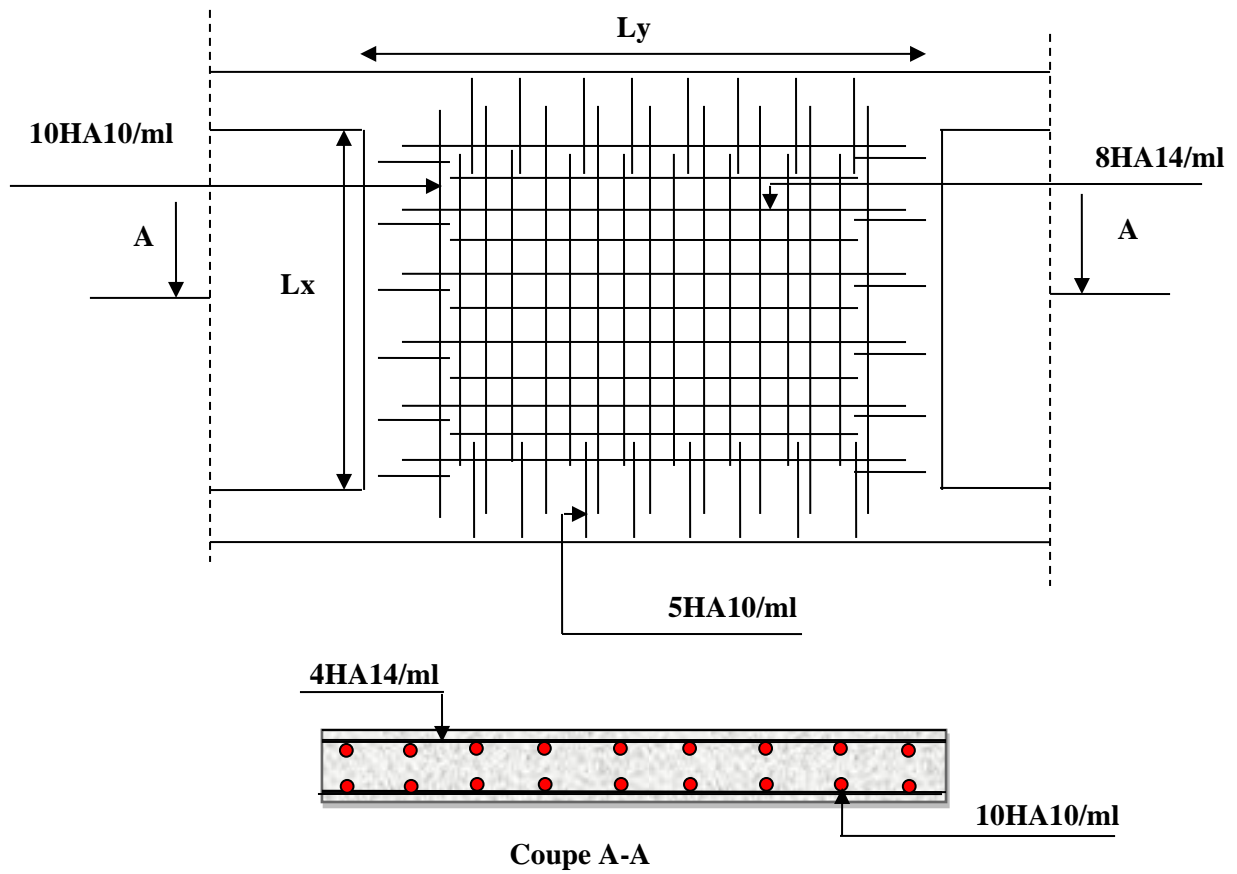


Fig. VI.8. Schéma de ferrailage de voile périphérique au niveau de l'entre sol 2.

Annexe2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

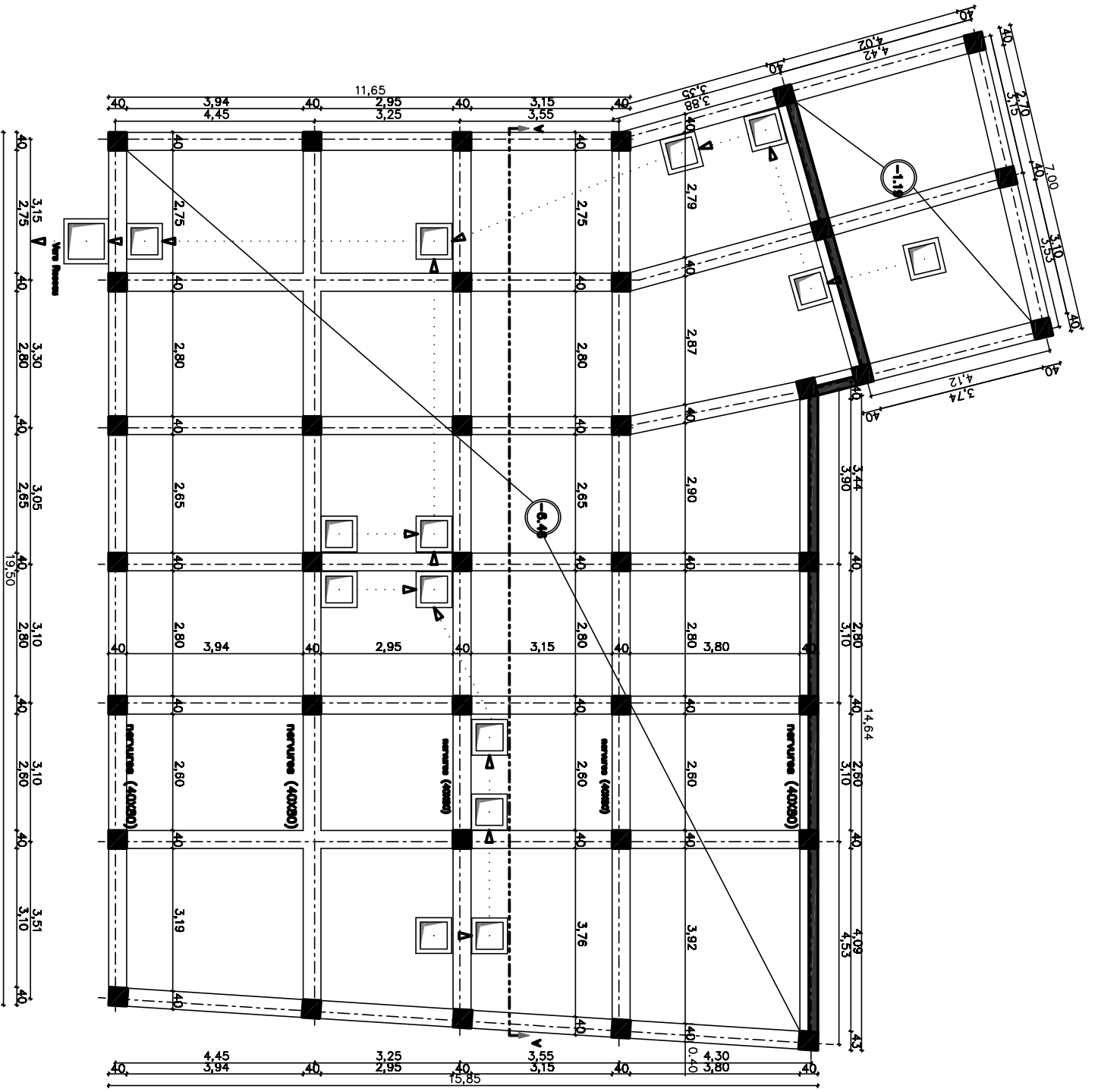
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

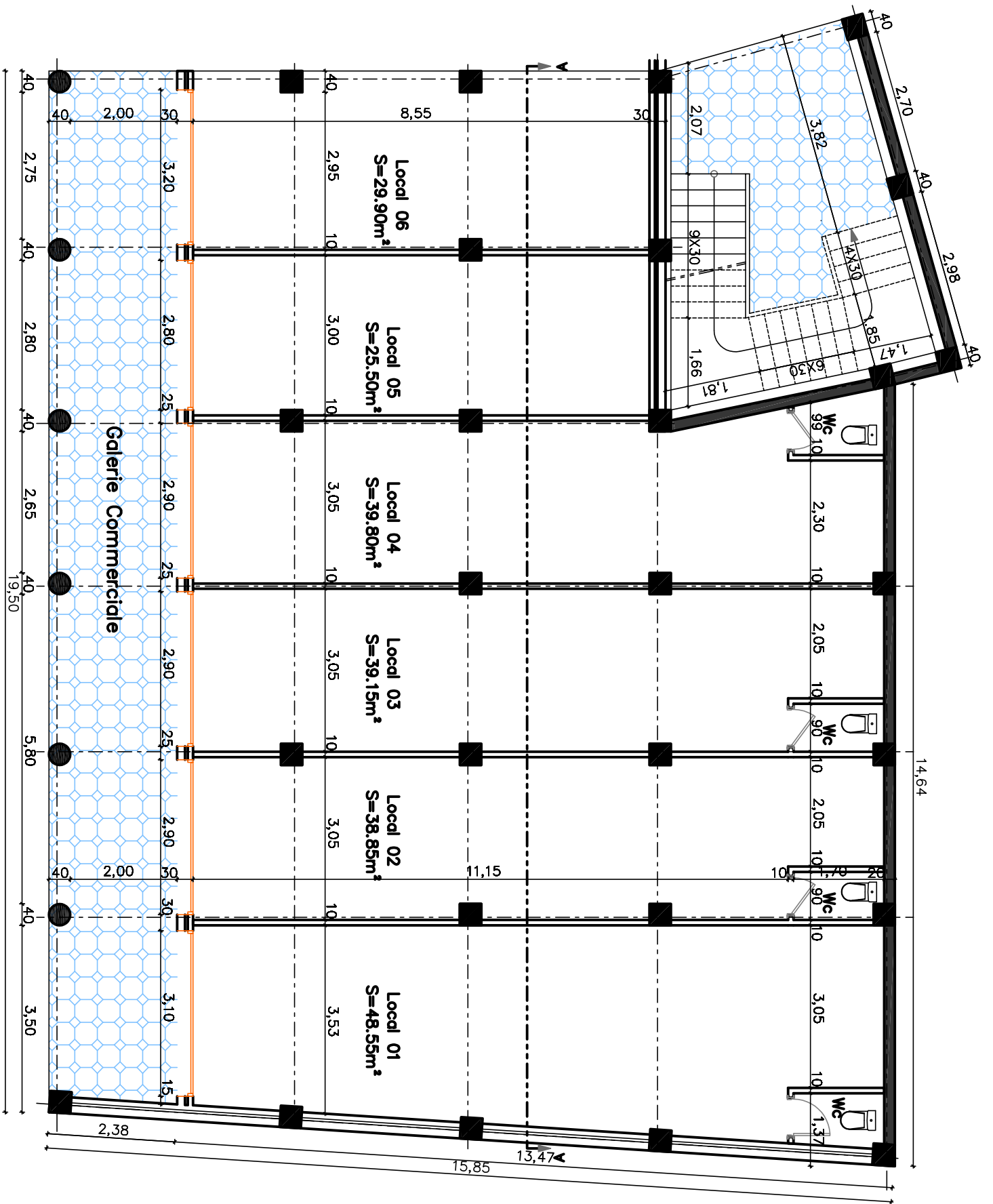
Annexe1

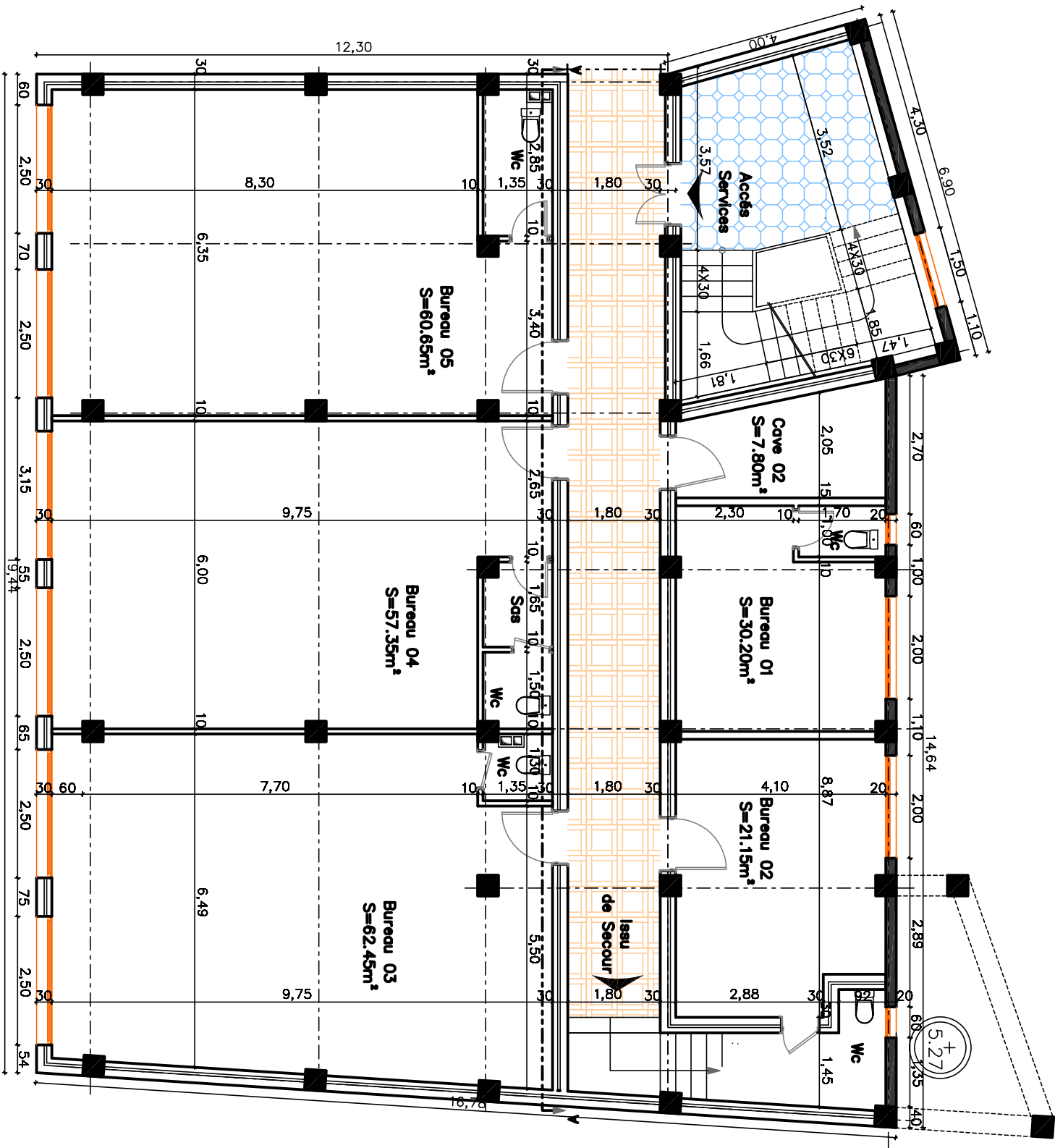
SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

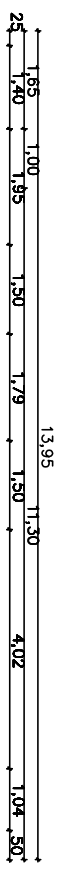
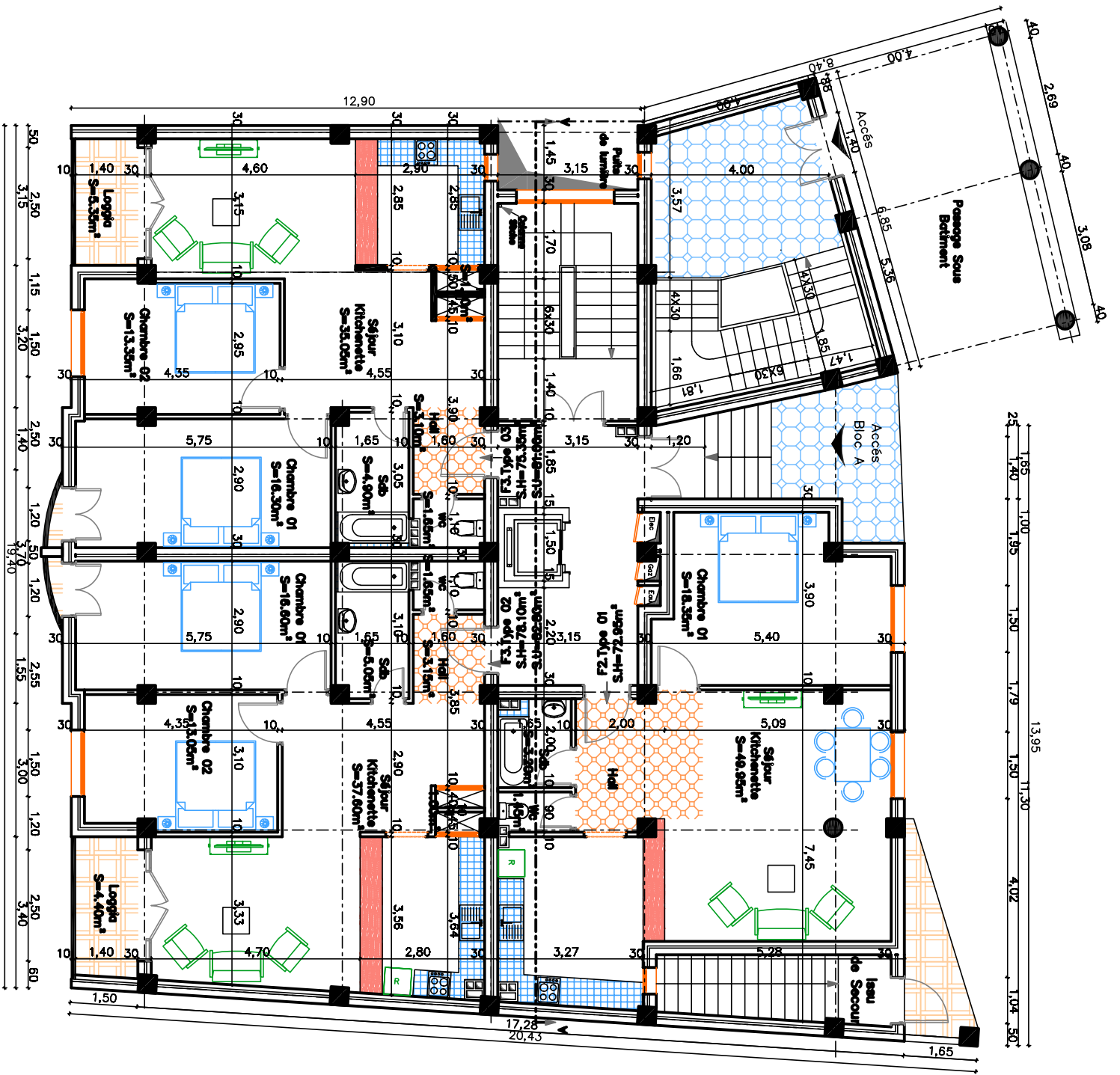
Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



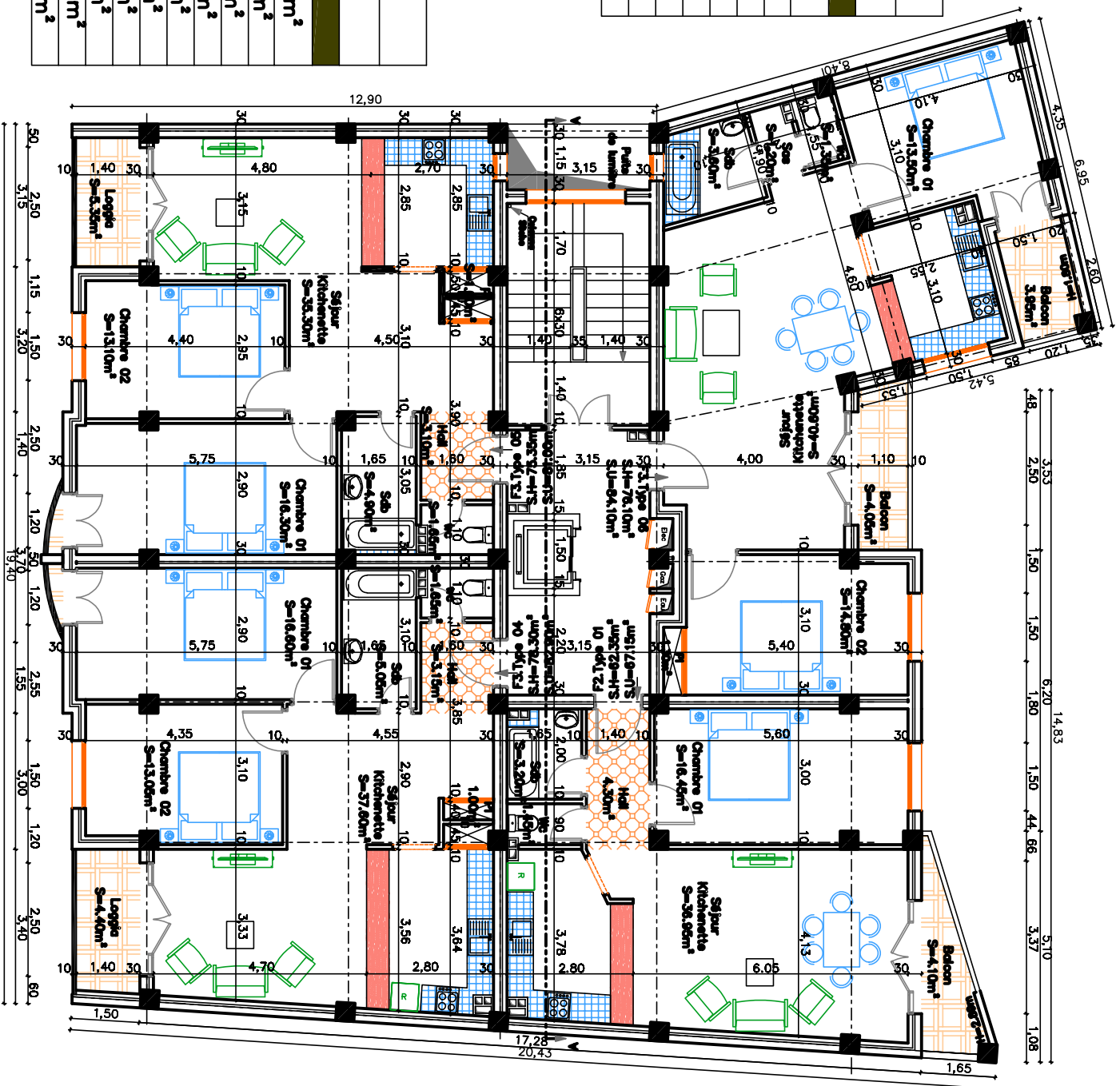






Nom	
Prénom	
Logement	F3 B21
Sejour	S=40,60m ²
Kitchenette	S=14,80m ²
Chambre 01	S=13,50m ²
Chambre 02	S=13,50m ²
Salle de Bain	S=3,65m ²
Wc	S=1,85m ²
Terrasse	S=11,35m ²
SH	SH=80,50 m ²
SU	SU=91,85m ²

Nom	
Prénom	
Logement	F3 B21
Sejour	S=35,30m ²
Kitchenette	S=3,10m ²
Hall	S=13,10m ²
Chambre 01	S=16,30m ²
Chambre 02	S=4,90m ²
Salle de Bain	S=1,65m ²
Wc	S=5,35m ²
Terrasse	S=0,40m ²
SH	SH=78,30 m ²
SU	SU=82,90m ²



Nom	
Prénom	
Logement	F2 B21
Sejour	S=36,95m ²
Kitchenette	S=16,45m ²
Chambre 01	S=16,45m ²
Chambre 02	S=3,20m ²
Salle de Bain	S=1,45m ²
Wc	S=4,10m ²
Terrasse	S=62,35 m ²
SH	SH=67,15m ²
SU	SU=67,15m ²

Nom	
Prénom	
Logement	F3 B21
Sejour	S=37,60m ²
Kitchenette	S=3,35m ²
Hall	S=13,05m ²
Chambre 01	S=16,60m ²
Chambre 02	S=5,05m ²
Salle de Bain	S=1,65m ²
Wc	S=4,40m ²
Terrasse	S=0,40m ²
SH	SH=78,30 m ²
SU	SU=82,90m ²

