

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaïa-
Faculté de Technologie Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme De Master II en génie civil
Option : Structure

Thème

*Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation contreventé par des voiles
porteurs en béton armé*

Réalisé par :

MEHNAOUI YANIS
BOUZIDI KHALED

Encadré par :

M^r BOUKELLOUDA

Septembre 2020

Remerciement

Nous remercions ALLAH le tout puissant pour
nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur

Monsieur ABDELHAFID BOUKELLOUDA

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront
l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a
la réalisation de notre projet.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

*A mes frères Said, Lyes, Samir, à ma belle-sœur
Nesrine, à mon neveu Aksel notre petit ange, à ma
moitié Katia qui m'a énormément soutenue et toute
ma famille, à mon binôme Jakob et à tous mes
amis*

MEHNAOUI Yanis

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

*A la famille bouti, rahmoune, bouhoui et a tous les
habitanans d'assif el hemmam.*

*A mon binôme YANIS et a tous mes amis
Sans oublier les petits anges LAHCENE et
HOUWA*

BOUZIDI Khaled

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I. Introduction	2
I.1 Présentation de l'ouvrage	2
I.2. Rapport de sol.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure	2
I.4. Choix du contreventement :.....	2
I.5. Caractéristiques des matériaux utilisés :.....	3
I.7.1. Béton :.....	4
I.7.2. Aciers :.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

INTRODUCTION :	11
II.1. Etude des éléments secondaires:	11
II.1.1. Plancher à corps creux :	11
II.1.2 : Planchers dalles pleines :	13
II.1.3. Les escaliers :	13
II.1.4. L'acrotère :	15
II .2 : Etude des éléments principaux :.....	15
II.2.1 : Les poutres :.....	15
II.2.2 : Les voiles :	16
II.2.3 : Poteaux :.....	17
II.2.3.2 Descente de charges :	19
II.3 Conclusion :.....	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III .1 : Etude des planchers a corps creux :	28
III.1.1. Etude des poutrelles :	28
III.2: Planchers à dalle pleine :	39
III.3: Etude des escaliers :	45
III.3.2: Etude de la poutre palière :	49
III.4: Etude de l'acrotère :	53

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction:.....	60
Objectifs et exigences:	60
IV.1. Méthodes de calcul:	60
IV.1.1. Méthode statique équivalente:	60
Calcul de la période fondamentale de la structure :	62
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale:	63
IV.1.3. Méthode d'analyse par accélérogramme:	64
IV.2. Exigences du RPA99/2003 pour un système contreventé par des voiles porteurs	64
IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:	64
Conclusion :	75

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 Etude des poutres :	77
V.2. Étude des poteaux :	82
V.3. Étude des voiles :	90

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :	100
VI.2. Choix du type des fondations :	100
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :	100
VI.4. Étude des fondations :	100
B. Étude des poutres de rigidité :	104

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation [BAEL91/99]	5
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation. [BAEL91/99]	6
FigureII.1 schéma de disposition des poutrelles et dalles pleines étage courant et RDC	11
FigureII.2. Plancher à corps creux.	12
Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle	12
Figure II.4: Vue en plan et schéma statique de l'escalier.	14
Figure II.5: l'acrotère	15
Figure II.6: surfaces afférentes du poteauP1	20
Figure II.7surfaces afférentes du poteau P2.....	23
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 4	29
Figure. III.3 : schéma d'une poutrelle.....	33
Figure. III.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles	39
Figure. III.5: Schéma de ferrailage dalle de compression	39
Figure III.6: Schéma de ferrailage de la dalle pleine	41
Figure.III.7 : Coupe transversale	41
Fig.III.8 : Coupe de l'escalier	45
Fig.III.9 : Schéma statique	45
Fig.III.10 : Section à ferrillée	47
Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	49
Fig.III.12 : Schéma statique de la poutre palière	49
Figure III.13 : Section creuse équivalente	51
Figures. III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier	53
Figure III.15 : Coupe transversale de l'acrotère.	54
FigureIII.16 : Section à ferriller.	56
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	59
Fig.IV.1: spectre de réponse R=5	64
Fig.IV.2: Schéma de disposition des voiles RDC.....	65
Fig.IV.3: premier mode une translation suivant X-XT=0.718 s	66
Fig.IV.4: deuxième mode une translation suivant Y-Y T=0.504 s	67
Fig.IV.5 : troisième mode une rotation autour Z-Z T=0.475 s	67
Fig.IV.6 : spectre de réponse R=3.5	69
Fig.IV.5. Vue 3D de la structure étudiée. 71	

Figure V.1. Exemple de ferrailage des Poutres PP et PS du RDC	82
Figure V.2. Exemple de ferrailage des Poteaux RDC et 1er étage.....	90
FigureV.3: Sollicitations des voiles	91
Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	91
FigureV.5 : diagramme des contraintes (SPC)	94
FigureV.6 : Exemple ferrailage des voiles Vx1.....	98
Figure VI.1: Semelle filante.....	
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.	
Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre de rigidité.....	
Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.	

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers hautes adhérence [BAEL91/99] :	7
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	8
Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine	13
Tableau II.2 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère	15
Tableau II.3: Pré dimensionnement des voiles.....	17
Tableau II-4 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II-5: Evaluation des charges revenant au plancher étage courant	18
Tableau II-6: Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs	18
Tableau II-7 : Evaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.	18
Tableau II.8 : évaluation des charges sur l'escalier :	19
TableauII.9 : évaluation de la descente de charge :	21
Tableau II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	24
TableauII.11. Vérification au flambement.....	25
Tableau III.1: Les différents Types de poutrelles	28
Tableau III.2: Chargement sur les poutrelles.....	29
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	32
Tableau III.4 : Résultats de ferrailage de la dalle (D1).....	41
TableauIII.5: Illustre la vérification des contraintes.....	42
Tableau III.6: Tableau de ferrailage de l'escalier	47
Tableau III.7: Vérification des contraintes à l'ELS :	48
Tableau III.8: Les sollicitations de la poutre palière.....	50
Tableau III.9: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	50
Tableau III.10: ferrailage de l'acrotère	56
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q :	61
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :	66
TableauIV.3. Sous charges verticales	68
Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses $R=3.5$	70
TableauIV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques :	71
TableauIV.5. Vérification de l'effort normal réduit	72
Tableau IV.6. Vérification des déplacements dans le sens X-X.....	73
Tableau IV.7. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y'	73
Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X'	74

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y'	75
Tableau V.1.Ferraillage des poutres principales et secondaires :	79
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :	81
Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :	82
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton :	82
Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres :	82
Tableau V.6.Sollicitations dans les poteaux :	83
Tableau V.7.Ferraillage des poteaux :	85
Tableau V.8 : Calcul des armatures transversales :	86
Tableau V.9.Vérification du flambement pour les poteaux :	87
Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :	88
Tableau V.11.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :	88
Tableau V.12.Les moments résistants dans les poteaux :	89
Tableau V.13. Vérification de la zone nodale :	90
Tableau V.14. Nouveau Ferraillage des poteaux du 4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème} :	90
Tableau V.15. Vérification de la zone nodale après augmentation de section d'acier des poteaux : ..	91
Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // à x-x' (L=3.1m).	93
Tableau V.17 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y-y' (L=3.5m).	94
Tableau V.18 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2 // à y-y' (L=4.5m)	94
Tableau V.19. Ferraillage du voile Vx1 (L=3.1m)	97
Tableau V.20.Ferraillage du voile Vy1 (L=3.5m)	98
Tableau V.21. Ferraillage du voile Vy2 (L=4.5m)	99
Tableau VI.1: Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité	105
Tableau VI.2: Ferraillage de la poutre de rigidité	106

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles, les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Les séismes provoquent d'importants dommages partout dans le monde, c'est pour cela que la construction parasismique est indispensable surtout dans les zones à risques, l'Algérie étant situé dans une zone de convergence de plaques tectoniques, celle-ci s'avère comme étant une région à forte activité sismique, pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement une structure.

Chaque étude d'un projet de bâtiment doit impérativement respecter :

- La sécurité (Le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).

Notre projet consiste à étudier un bâtiment R+8 à usage d'habitation contreventé par un système mixte « voiles-portiques », en six chapitres diviser en deux parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, qui contient :

- Chapitre I : Généralités sur les matériaux.
- Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments (estimation des dimensions des éléments).
- Chapitre III : Étude des éléments secondaires (planchers, escaliers, ...).
- Chapitre IV : Étude dynamique de la structure (période, interaction ...).
- Chapitre V : Étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, ...).

La deuxième partie c'est :

- Chapitre VI : Étude de l'infrastructure (choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation, et la calculer).

CHAPITRE I

GENERALITES

I. Introduction

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bloc R+8 (Ilot A) du projet de 1000 logements AADL. Cet ouvrage est à usage d'habitation. Il est classé, d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage sera implanté au niveau du territoire de la wilaya de TIZI-OUZOU (AZAZGA), qui est d'après la classification en zone sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (II_a), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.2. Rapport de sol

D'après les résultats obtenus au laboratoire SAHRAOUI, le sol du site est considéré comme meuble (catégorie S3), la contrainte admissible du sol est égale à : $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$ pour un ancrage pris égal à (- 1.8 m).

Les analyses chimiques indiquent que le sol ne présente aucune agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure

✓	Largeur en plan.....	21.30m.
✓	Longueur en plan.....	28.90m.
✓	Hauteur totale du bâtiment.....	28.54m.
✓	Hauteur du RDC.....	03.06m.
✓	Hauteur des étages courants.....	03.06m.

I.4. Choix du contreventement :

Pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone II_a, faut introduire des voiles. On adopte donc un contreventement mixte (portiques-voiles), avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce type de contreventement il y a lieu de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

HYPOTHESES DE CALCUL :**E.L.U :**

Selon le **CBA93 (article A.4.3.2)** ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

E.L.S :

Selon le **BAEL91 (article A.4.5)** ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003. (Règles parasismiques Algériennes)
- CBA93. (Règles de conception et du calcul des structures en béton armé)
- DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et charges d'exploitation)
- BAEL91/version 99. (Béton armée au états limites)
- DTR BC 2.331. (Règles de calcul des fondations superficielles)

I.5. Caractéristiques des matériaux utilisés :

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- ✓ Le béton.
- ✓ L'acier.

I.7.1. Béton :**Définition :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux internes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (BAEL91/99).

Caractéristiques mécaniques :**Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL :

$$\text{pour } j > 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = f_{c28}$$

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j+1)$$

D'après le **CBA 93** on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (Art : A.2.1.1)}$$

$$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (Art : A.2.1.1)}$$

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

-pour le calcul dans notre projet on prend $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa [CBA93] (article A.2.1.1.2).} \\ 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Les contraintes limites du béton :**À l'Etat Limite Ultime :****Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

Diagramme contrainte – déformation :

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée (h = 32cm, Ø = 16cm) à un essai de compression.

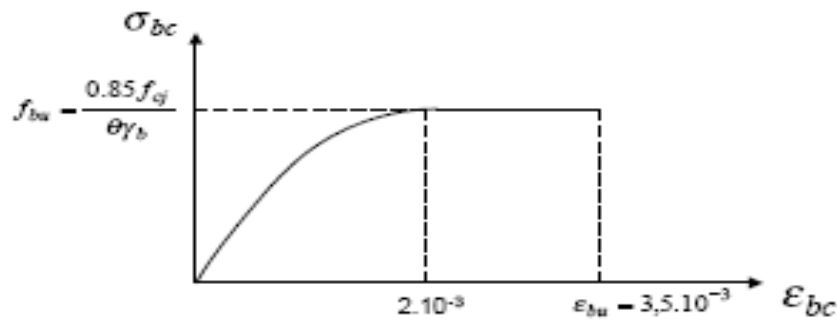


Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation [BAEL91/99]

Le diagramme déformations (ε_{bc})-contraintes (σ_{bc}) du béton comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ε_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ Pour : $0\text{‰} \leq$

$$\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$\text{Pour : } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

b) À l'Etat Limite de Service (ELS) :

La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

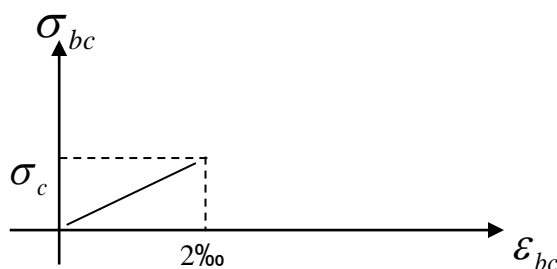


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation. [BAEL91/99]

La contrainte de cisaillement du béton:

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsqu'elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

Cas de fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.7.2. Aciers :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

I.7.2.1. Les barres de haute adhérence :

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.7.2.2. Les ronds lisses :

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité.

Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

I.7.2.3. Les treillis soudés :

Si les autres types d'acier se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40m. La longueur des rouleaux est de 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA (voir norme NF A 35-022).

I.7.2.4. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers hautes adhérence [BAEL91/99] :

Types d'aciers	Designation	Limite élastique f_e (MPa)	Résistance à la rupture f_r (MPa)	Allongements à la rupture (%)
Aciers ronds lisses	Fe E 215	215	≥ 330	22
	Fe E 235	235	≥ 410	22
Armatures à haute adhérence	Fe E 400	400	480	14
	Fe E 500	500	550	12
Treillis soudés lisses		500	550	8
Treillis soudés haute		500	550	8

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPA, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

La contrainte limite des aciers

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

Art (A.4.5.3.2) BAEL91

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \text{ Art (A.4.5.3.3) BAEL91}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \text{ Art (A.4.5.3.4) BAEL91}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32456,59
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818,86

Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN : $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$	201,63
	*FTN : $\bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$	164,97

CHAPITRE II
PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

INTRODUCTION :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **BAEL91/99** et du **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du ferrailage.

II.1. Etude des éléments secondaires:

II.1.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et séparateur entre les différents niveaux. Il est composé de corps creux, de poutrelles et de la dalle de compression (Figure II.1). Son pré dimensionnement est régi par la loi suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4})$$

Avec :

L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans la direction des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

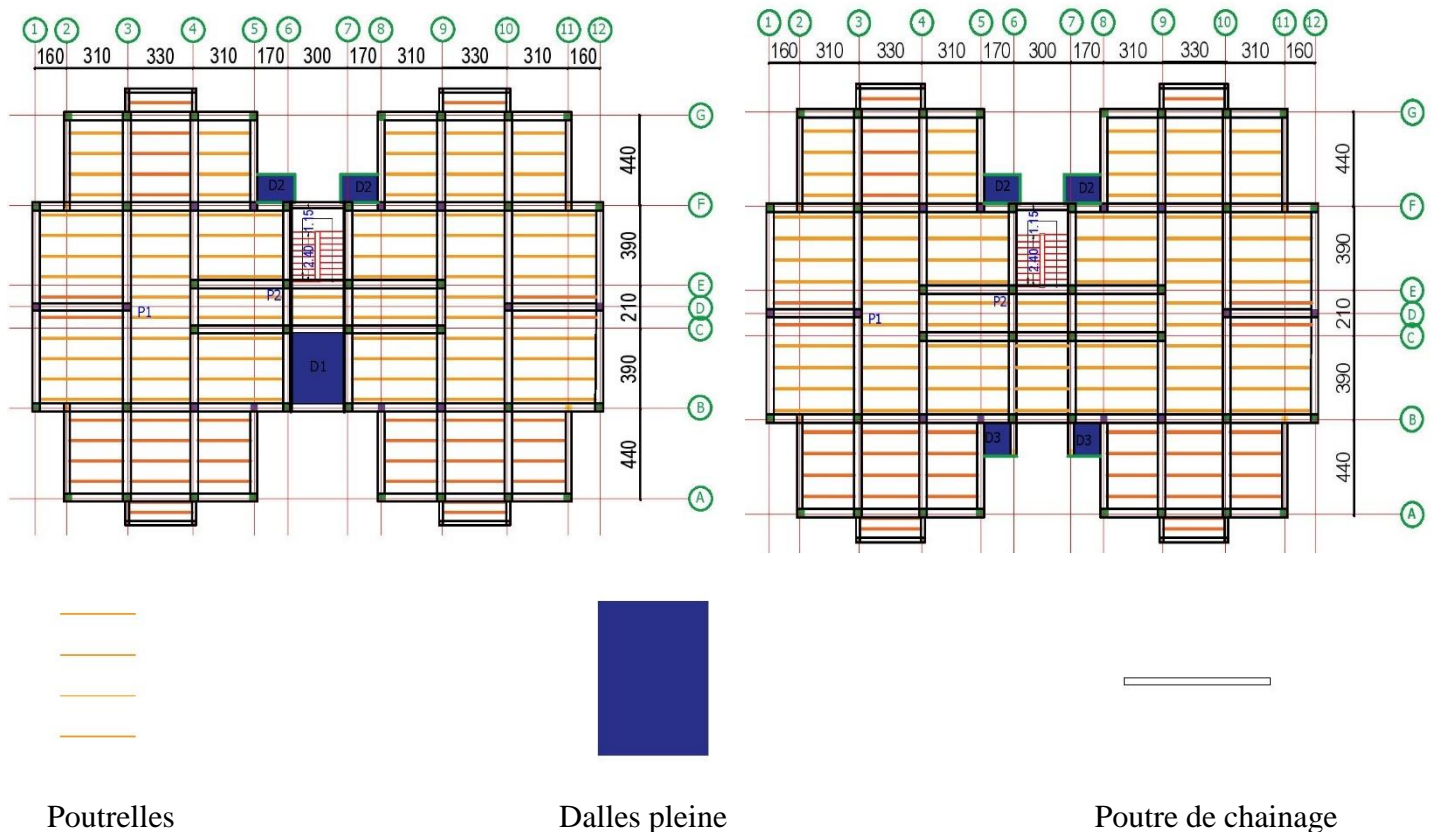


Figure II.1 schéma de disposition des poutrelles et dalles pleines étage courant et RDC

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{450}{22.5} \quad h_t \geq 20 \text{ cm}$$

On adopte pour $h_t = 20 \text{ cm}$; (voir figure II.2)

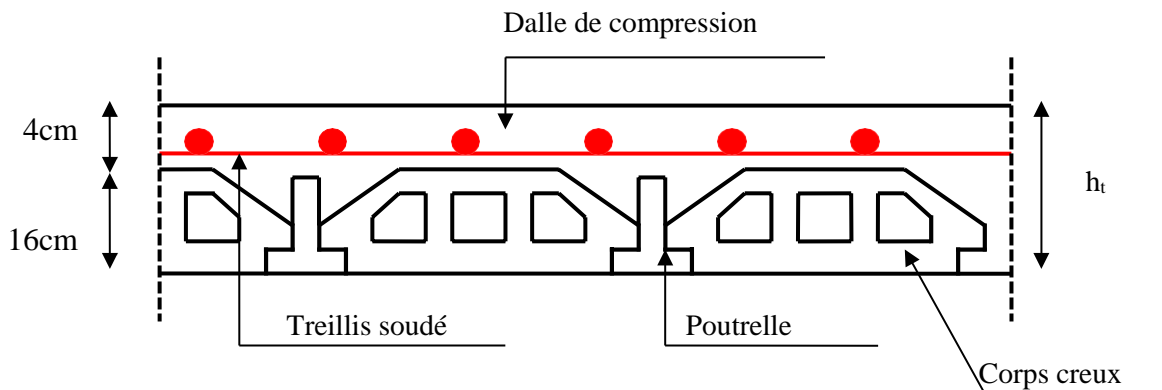


Figure II.2. Plancher à corps creux.

Pré dimensionnement des poutrelles :

Calculées comme des sections en T à la flexion simple, elles sont caractérisées par les dimensions suivantes (Figure II.3) :

$h_t = 16 + 4 \text{ cm}$ hauteur totale du plancher.

$h_0 = 4 \text{ cm}$ hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 10 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

$L_x = 55 \text{ cm}$ distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y = 270 \text{ cm}$ longueur de la travée minimale de la poutrelle.

La largeur efficace de la dalle de compression est évaluée à partir de l'expression suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \Rightarrow b = 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

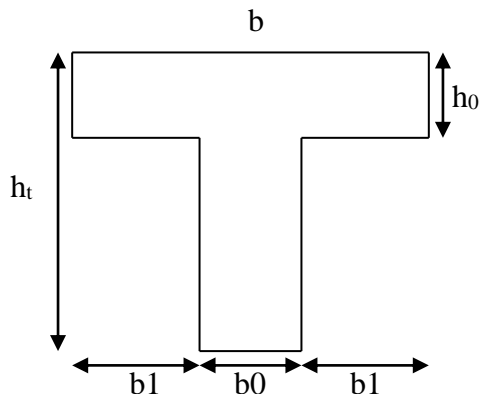


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle

II.1.2 : Planchers dalles pleines :

Le plancher à dalle pleine est constitué d'une dalle pleine en béton armé supportée par un système de poutres orthogonales. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères Suivants :

a) : Critère de résistance :

$e \leq Lx/20 \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.

$Lx/35 \leq e \leq Lx/30 \rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec : $\rho < 0,4$

$Lx/45 \leq e \leq Lx/40 \rightarrow$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec : $\rho \geq 0,4$

b) : Résistance au feu :

$e \geq 7cm \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11cm \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre projet, nous disposons de Trois (3) panneaux de dalles pleines (Figure II.1).

En se basant sur les critères cités ci-dessus, les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine

panneau	Nbr d'appuis	Lx (m)	Ly (m)	e (cm)	e choisie (cm)	Critère
D1	4	2.7	3.6	6 à 6.75	12	2h de Coupe-feu
D2	2	1.35	1.90	3 à 3.375	12	2h de coupe-feu
D3	3	1.35	1.60	3 à 3.375	12	2h de coupe-feu

II.1.3. Les escaliers :

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- l'épaisseur de la paillasse.

La formule empirique de BLONDEL est la suivante : $59 \leq 2h + g \leq 64$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen. $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec :

n : est le nombre de contres marches sur la volée.

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

n - 1 : Nombre de marche.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur de palier.

Calcul de l'épaisseur "e" :

L'épaisseur "e" de la paillasse est calculée selon la formule suivante :

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

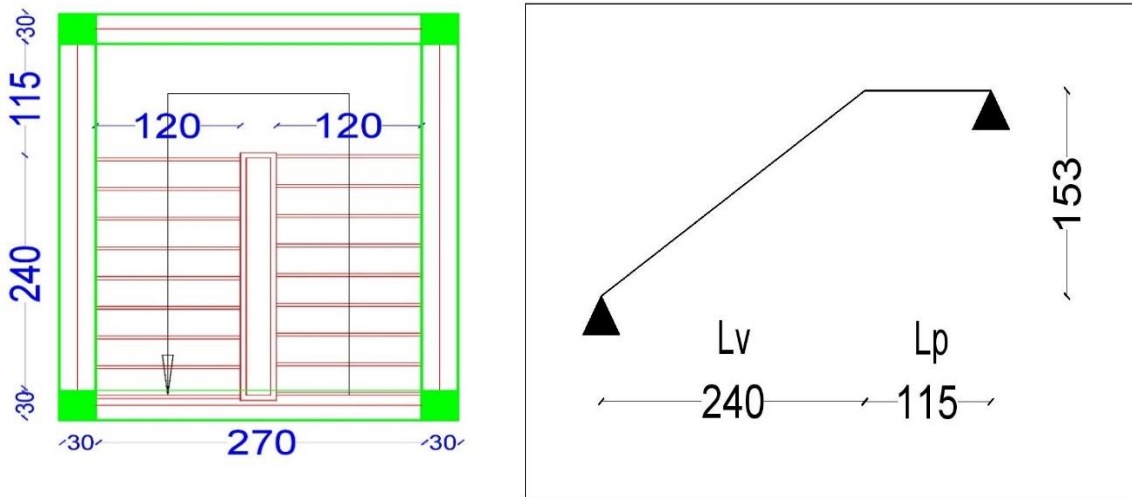


Figure II.4: Vue en plan et schéma statique de l'escalier.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{240^2 + 153^2} + 115 = 399.62 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{399.62}{30} \leq e \leq \frac{399.62}{20} \Rightarrow 13.32 \text{ cm} \leq e \leq 19.981 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 18 cm.**

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 2.4 \text{ m}$; $H = 1.53 \text{ m}$.

D'après le plan :

Le nombre de contre marche est : **n = 9**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = 240/8 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m ; \text{ avec } 59 \leq m \leq 64 \text{ cm}$$

Tel que : $m= 2*17+30=64$

Donc la loi de blondel est vérifiée.

II.1.4. 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.

La surface de l’acrotère est donnée par :

$$S_{acrotère} = (0.50 \times 0.10) + (0.10 \times 0.05) + ((0.10 \times 0.05) / 2) = 0.0575m^2$$

Les dimensions de l’acrotère sont montrées sur la figure ci-dessous :

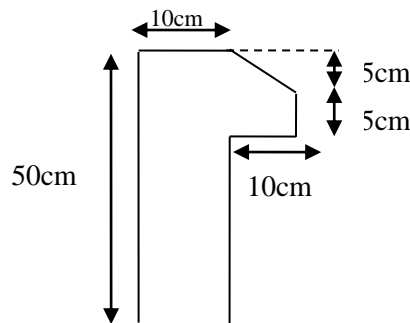


Figure II.5: l’acrotère

Tableau II.2 : Tableau d’évaluation des charges sur l’acrotère

Hauteur r (cm)	Epaisseur r (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
50	10	0.03	1.44	1.0	2.20

II .2 : Etude des éléments principaux :

II.2.1 : Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l’acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les poutres principales (P.P):

Les poutres principales sont les poutres sur les quelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de flèche selon CBA93 :

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

Avec :

L_{max} : portée maximale entre nus d’appuis : $495-30=465\text{cm}$

$$\frac{465}{15} \leq h \leq \frac{465}{10} = 31 \leq h \leq 46.5$$

On prend **h = 40 cm** et **b = 30cm**

Suivant l'article 7.5.1 du RPA99/2003, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} , & b = 30\text{cm} & (\text{condition vérifiée}). \\ h \geq 30 \text{ cm} , & h = 40\text{cm} & (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{40}{30} = 1.33 & (\text{condition vérifiée}). \end{cases} \quad (\text{En zone IIa})$$

Les poutres secondaires (P.S):

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles. Leur hauteur est donnée par :

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

Avec :

L_{max}: portée maximale entre nus d'appuis : 480-30=450cm

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} = 30 \leq h \leq 45$$

On prend **h = 40 cm** et **b = 30cm**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} , & b = 30\text{cm} & (\text{condition vérifiée}). \\ h \geq 30 \text{ cm} , & h = 40\text{cm} & (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{40}{30} = 1.33 & (\text{condition vérifiée}). \end{cases} \quad (\text{En zone IIa})$$

II.2.2 : Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- e ≥ 15 cm..... (1).
- e ≥ he / 20..... (2).
- L ≥ 4 e.....(3).

hp : Hauteur totale de la poutre.

he : Hauteur libre d'étage.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Tableau II.3: Pré dimensionnement des voiles

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	"e" calculé (m)	"e" optée (m)
RDC	2.66	0,133	0,15
Etage courant	2.66	0,133	0,15

II.2.3 : Poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple, Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99/2003 (Article 7.4.1)** doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II_a :

- $\min (b,h) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min (b,h) \geq \frac{he}{20} \text{ cm}$
- $0.25 < \frac{b}{h} < 4$

On adopte préalablement les sections des poteaux comme suit:

Étages	RDC	E 1	E 2	E 3	E 4	E 5	E 6	E 7	E 8
S (bxh) cm ²	50*50	50*50	45*45	45*45	40*40	40*40	35*35	35*35	30*30

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/2003.

Avant d'entamer la descente de charges en procède à l'évaluation des charges et surcharges.

II.2.3.1 Evaluation des charges et surcharges

a) Terrasses inaccessible (16+4):

Tableau II-4 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e"	Poids volumique	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	0.20	-	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.1	22	2.2
charge permanente			G = 6.53 KN/m²
charge d'exploitation			Q = 1 KN/m²

b) Plancher étage courant (16+4):

Tableau II-5: Evaluation des charges revenant au plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	10	1.00
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux	0.20	-	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
charge permanente			G = 5.21 KN/m²
charge d'exploitation			Q = 1.5 KN/m²

c) Murs extérieur et mur de séparation entre appartement :

Tableau II-6: Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Briques creuses	0.15	-	1.30
Lame d'air	0.05	00	0.00
Briques creuses	0.10	-	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente			G = 2.76 KN/m²

d) Panneau dalle pleine (Balcons) :

Tableau II-7 : Evaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.

Désignation des	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher dalle pleine	0.12	25	3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons	-	-	1.0
Charge permanente			G = 5.36 KN/m²
Charge d'exploitation			Q = 3.5 KN/m²

e) évaluation des charges sur l'escalier :

Tableau II.8 : évaluation des charges sur l'escalier :

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	4,5	5.93
Poids des marches	-	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	0.40	0.40
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	-	0.28
Mortier vertical	-	0.28
Enduit de ciment	0.36	0.36
Total G KN/m²	6.02	9.88
Total Q KN/m²	2.5	2.5

II.2.3.2 Descente de charges :

La descente de charges permet d'évaluer les charges revenant à chaque élément de la structure.

A considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires.

Pour notre projet, on va effectuer la descente de charge P1 et P2 (voir la figII.1).

La loi de dégression des charges (DTR.BC2.2.art.6.3) :

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

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :

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

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

Descente de charges du poteau P1 (poteau central) :

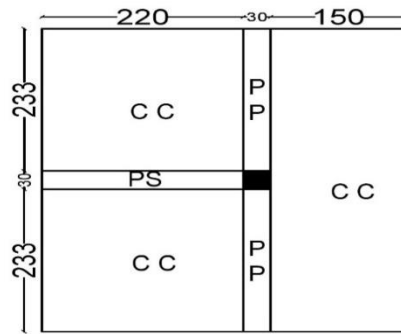


Figure II.6: surfaces afférentes du poteau P1

Calcul de la surface afférente :

Sous G:

$$S_{\text{aff.G}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{aff.G}} = (2.325 \times 2.20) \times 2 + (1.5 \times 4.95)$$

$$S_{\text{aff.G}} = 17.655 \text{ m}^2$$

Sous Q:

$$S_{\text{aff.Q}} = S_{\text{aff.G}} + (b \cdot L_{\text{pp}} + b \cdot L_{\text{ps}})$$

$$S_{\text{aff.Q}} = 17.655 + (2.325 \times 0.3) \times 2 + (2.20 \times 0.3)$$

$$S_{\text{aff.Q}} = 19.71 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff.Q}} = 19.71 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre :

-Plancher terrasse inaccessible

$$P_{\text{terrasse}} = 17.655 \times 6,53 = 115.287 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 19.71 \text{ KN}$$

-Plancher étage courant :

$$P_{\text{e.c}} = G \times S_{\text{aff.c.c}} = 5,21 \times 17.655 = 91.982 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{e.c}} = 1,5 \times 19.71 = 29.565 \text{ KN}$$

-Poids propre des poutres :

$$P_{\text{poutres}} = 25 \times (V_{\text{pp}} + V_{\text{ps}})$$

$$P_{\text{poutres}} = 25 [(0,3 \times 0,4 \times 4.65) + (0,3 \times 0,4 \times 2.20)]$$

$$P_{\text{poutres}} = 20.55 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charges pour le poteau (P1) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : évaluation de la descente de charge :

N	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	115.287	19.71
	Poutres	20.55	
	Poteau (30*30)	6.885	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	168.952	
N2	Venant de N1	168.952	49.27
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (35*35)	9.371	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	317.085	
N3	Venant de N2	317.085	75.88
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (35*35)	9.371	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	465.218	
N4	Venant de N3	465.218	99.55
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (40*40)	12.24	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	616.220	
N5	Venant de N4	616.220	120.23
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (40*40)	12.24	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	767.222	

N6	Venant de N5	767.222	
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (45*45)	15.491	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	921.475	137.97
N7	Venant de N6	921.475	
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (45*45)	15.49	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	1075.727	152.75
N8	Venant de N7	1075.727	
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (50*50)	19.125	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	1233.614	167.54
N9	Venant de N8	1233.614	
	Plancher corps creux	91.982	
	Poteau (50*50)	19.125	
	Poutres	20.55	
	Mur double cloison	26.23	
	Total	1391.501	182.32

A la base : $G = 1391.501 \text{ KN}$

$$Q = 182.32 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$Nu = 2152.006 \text{ KN}$$

Le poteau P1 est un poteau voisin de rive dans une file

Comportant plus de trois tr

donc il doit être majorée de 10% (**CBA93.articlé B 8.1.1**)

$$Nu^* = 1.1 \cdot Nu$$

$$Nu^* = 2367.207 \text{ KN}$$

Poteau « P2 » (poteau de la cage d'escalier):

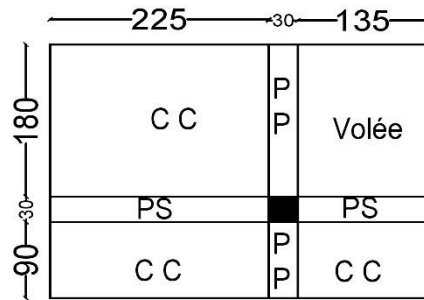


Figure II.7 surfaces afférentes du poteau P2

Calcul de la surface afférente :

Sous G:

$$S_{\text{aff.G}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{aff.G}} = 1.80 \cdot (2.25 + 1.35) + 0.9 \cdot (2.25 + 1.35)$$

$$S_{\text{aff.G}} = 9.72 \text{ m}^2$$

Sous Q:

$$S_{\text{aff.Q}} = S_{\text{aff.G}} + (b \cdot L_{\text{pp}} + b \cdot L_{\text{ps}})$$

$$S_{\text{aff.Q}} = 9.72 + (3.6 \cdot 0.3) + (2.7 \cdot 0.3)$$

$$S_{\text{aff.Q}} = 11.61 \text{ m}^2$$

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

A la base :

$$G = 1120.494 \text{ KN}$$

$$Q = 120.76 \text{ KN}$$

$$N_u = 1693.806 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } N_u^* = 1863.187 \text{ KN}$$

Conclusion :

Les calculs montrent que le poteau (P1) est le plus sollicité avec N_u à la base majoré égale à 2367.207KN

Vérifications :

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Les exigences du RPA99/2003

a- Critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que : $\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$

Avec: N_u : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $\mathbf{B = b \cdot h}$.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau II.10 : Vérification des poteaux à la compression simple.

N	N_u^*	sections	B	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq bc$
RDC	2367.207	50×50	0.25	9.47	Vérifiée
1^{er} étage	2108.358	50×50	0.25	8.43	Vérifiée
2^{eme} étage	1849.492	45×45	0.2025	9.133	Vérifiée
3^{eme} étage	1596.041	45×45	0.2025	7.88	Vérifiée
4^{eme} étage	1337.704	40×40	0.16	8.36	Vérifiée
5^{eme} étage	1079.344	40×40	0.16	6.75	Vérifiée
6^{eme} étage	816.051	35×35	0.1225	6.66	Vérifiée
7^{eme} étage	552.166	35×35	0.1225	4.51	Vérifiée
8^{eme} étage	283.415	30×30	0.090	3.15	Vérifiée

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

b- Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier la condition suivante :

$$B_{real} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91/99 (7-4-2)}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i_{min}$.

Avec : L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où : l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I : \text{moment d'inertie de la section du poteau.}$$

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

-pour une section rectangulaire on a : $\lambda = 3,46 \text{ lf/ b}$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50. \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

TableauII.11. Vérification au flambement.

Type de poteau	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _{r cal} (m ²)	Nu* (KN)	B _r (m ²)
50*50	0.25	2.66	1.862	12.88	0.827	0.130	2367.21	0.23
50*50	0.25	2.66	1.862	14.31	0.822	0.116	2108.36	0.23
45*45	0.2025	2.66	1.862	14.31	0.822	0.102	1849.49	0.18
45*45	0.2025	2.66	1.862	16.10	0.815	0.088	1596.04	0.18
40*40	0.16	2.66	1.862	16.10	0.815	0.074	1337.70	0.14
40*40	0.16	2.66	1.862	18.40	0.805	0.059	1079.34	0.14
35*35	0.1225	2.66	1.862	18.40	0.805	0.045	816.051	0.11
35*35	0.1225	2.66	1.862	21.47	0.790	0.030	552.166	0.11
30*30	0.09	2.66	1.862	21.47	0.790	0.016	283.415	0.078

D'après les résultats mentionnés en hauts, tous les poteaux ne risquent pas de se flamber.

c- Les exigences du RPA99/2003 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25\text{cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Condition de RPA 99 :

1. $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ vérifié.
2. $\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm}$ vérifier.
3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

II.3 Conclusion :

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et les vérifications nécessaires, nous avons adopté ; les sections suivantes:

- Poutres principales (30*40) cm².
- Poutres secondaires..... (30*40) cm².
- R.D.C et 1^{ère} étage..... Poteaux (50,50) cm².
- 2^{ème} et 3^{ème} étage Poteaux (45,45) cm².
- 4^{ème} et 5^{ème} étage.....Poteaux (40,40) cm².
- 6^{ème} et 7^{ème} étage..... Poteaux (35,35) cm².
- 8^{ème} étage.....Poteaux (30,30) cm².
- Plancher CC.....(16+4) cm
- Dalles pleines.....épaisseur 12 cm
- Escalierépaisseur 18cm
- Voilesépaisseur 15 cm

CHAPITRE III
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

Introduction:

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91/99, CBA93, RPA99 /2003...).

III .1 : Etude des planchers a corps creux :

III.1.1. Etude des poutrelles :

1) Méthode de calcul des sollicitations :

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

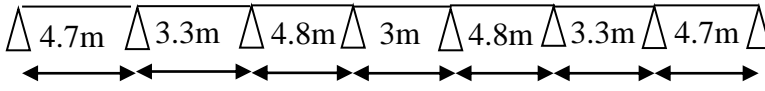
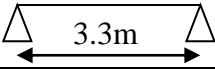
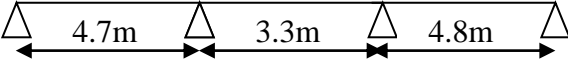
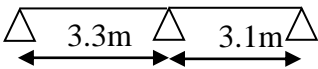
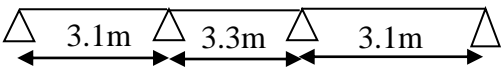
Méthode forfaitaire. (Annexe E.1 du BAEL 91/99)

Méthode de Caquot. (BAEL91/99 art B.6.210)

2) Les différentes poutrelles des planchers (16+4) :

D'après la disposition des poutrelles optée on distingue les différents types qui sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Les différents Types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Remarque :

Les différents types de poutrelles pour chaque niveau sont représentés comme suit :

RDC et étage courant : types 1, 2, 3 et 5

Terrasse : types 1, 2 et 4

Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau III.2: Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀ (m)	qu=(1.35G+1.5Q)*l ₀ (KN/ml)	qs=(G+Q)*l ₀ (KN/ml)
Etage courant	5.21	1.5	0.65	6.034	4.362
Terrasse inaccessible	6.53	1	0.65	6.705	4.895

Avec :

L₀ : Entraxe des poutrelles.

4) Exemple illustratif :

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 4 du plancher terrasse).

Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

Etude de la poutrelle type 4:

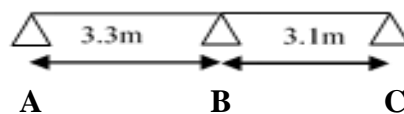


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 4

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$* Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \min(2 \times G, 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$$

$$* \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.3}{3.1} = 1.06 \in [0.8; 1.25].$$

* Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.

* La fissuration est peu nuisible.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des sollicitations :

$$qu = 6.705 \text{ KN/ml}$$

$$qs = 4.895 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatiques:

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

Travée AB:

$$M_{0,u} = 9.127 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,s} = 6.663 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_{0,u} = 8.054 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,s} = 5.88 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :**- Appuis de rive :**

$M_A = M_C = 0$ (Le BAEL 91/99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $0.15M_0$)

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

$$M_{A,u} = M_{C,u} = -1.369 \text{ KN.m}$$

$$M_{A,s} = M_{C,s} = -0.999 \text{ KN.m}$$

- Appui intermédiaire :

$$M_B = -0,6 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 M_0^{AB}$$

$$M_{B,u} = -5.476 \text{ KN.m}$$

$$M_{B,s} = -3.998 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :**- Travée AB (rive):**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.133$$

$$1 + 0,3\alpha = 1.0399$$

$$1,2 + 0,3\alpha = 1,2399$$

$$M_{t,AB}^1 + \frac{|M_A + M_B|}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}$$

$$M_{t,AB}^1 + \frac{|M_A + M_B|}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha) M_0^{AB}$$

$$\Rightarrow M_{t,AB}^1 \geq 0.75 M_0^{AB}$$

$$M_{t,AB}^2 \geq 0.632 M_{0,AB}$$

$$M_{t,AB} = \max(M_{t,AB}^1; M_{t,AB}^2) = 0,75 M_{0,AB}$$

$$M_{t,AB}^u = 6.845 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,AB}^s = 4.997 \text{ KN.m}$$

-Travée BC (rive):

$$M_{t,BC}^1 + \frac{|M_B + M_C|}{2} \geq \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) M_{0,BC}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC}^1 \geq 1.05 M_{0,BC} - 0,3 M_{0,AB}$$

$$M_{t,BC}^2 \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0,BC}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC}^2 \geq 0.6199 M_{0,BC}$$

$$M_{t,BC} = \max(M_{t,BC}^1 ; M_{t,BC}^2) = \max(5.719 ; 4.92)$$

$$M_{t,BC}^u = 5.719 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,BC}^s = 4.175 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$v_0 = \frac{q_u l}{2}$$

$$v_A = \frac{q_u l_1}{2}$$

$$v_B = 1,15 v_0$$

$$v_C = \frac{q_u l_2}{2}$$

Travée AB :

$$V_A = 11.063 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.723 \text{ KN}$$

$$V_B = 11.952 \text{ KN}$$

$$V_C = -10.393 \text{ KN}$$

Les résultats des autres types de poutrelles des plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans le tableau 3.3 ci-dessous :

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Etage courant							
Types de pils	ELU			ELS			V (KN)
	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.r (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma.int (KN.m)	Ma.r (KN.m)	
1	12.537	-8.835	-1.948	9.086	-6.333	-1.397	16.06
2	8.124	/	-1.232	5.938	/	-0.891	9.956
3	13.083	-9.199	-1.948	9.482	-6.594	-1.396	16.398
5	5.682	-4.107	-1.232	4.108	2.969	-0.891	10.952
Terrasse inaccessible							
1	14.116	-9.393	-2.071	10.323	-6.817	-1.5033	17.755
2	9.127	/	-1.369	6.663	/	-0.999	11.063
4	6.175	-4.564	-1.369	4.508	-3.332	-0.999	15.068

Ferrailage :

Toutes les poutrelles (tous les niveaux) vont être ferrillées avec les sollicitations maximales suivantes :

$$M_t = 14,116 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.int} = -9,393 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.r} = -2,71 \text{ KN.m}$$

$$V = 17,755 \text{ KN}$$

Les poutrelles se calculent comme des sections en 'T' à la flexion simple.

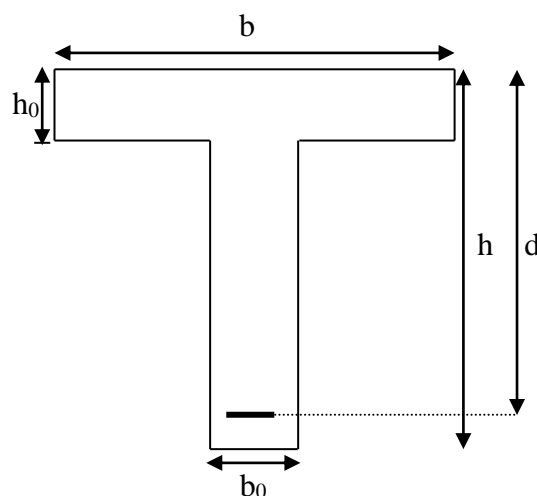


Figure. III.3 : schéma d'une poutrelle

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

$$h_0 = 4\text{cm}$$

$$h = 20\text{m}$$

$$b_0 = 10\text{cm}$$

$$d = 18\text{cm}$$

a) Ferrailage en travée :

Les poutrelles sont des sections en T, il faut alors calculer le moment équilibré par la table de Compression **MTu**

$$M_{TU} = f_{bu} \times b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{TU} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{TU} = 59.072\text{KN.m} > M_T = 14.116\text{KN.m}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = 0.047$$

$$\alpha = 0.0606$$

$$Z = 0.1756\text{ m}$$

Donc :

$$A_i = 2.31\text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41\text{cm}^2 < A_{\text{calculée}}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour **3 HA 10** avec $A = 2.36\text{cm}^2$

b) Ferrailage en appuis :

Appuis intermédiaires :

$$M_{\text{ainter}}^{\max} = -9.9393\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.216$$

$$\alpha = 0.308$$

$$Z = 0.158\text{m.}$$

$$A_i = 1.8\text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22\text{cm}^2 < A_{\text{calculée}}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Appuis de rive

$M_{ar} = -2,071\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.045$$

$$\alpha = 0.058$$

$Z = 0.176\text{m}$.

$$A_r = 0.338\text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.22\text{cm}^2 < A_{\text{calculée}}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour **1HA10** avec **$A=0.79\text{ cm}^2$**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma} f_{c28}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{17.755 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.986\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.986 \leq \tau_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Armatures transversales :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{ht}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L \right\}$$

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

$$\Phi_t \leq \min \{ 5.71 ; 10 ; 8 \}$$

$$\Phi_t = 5.71\text{cm}^2$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

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

Espacement S_t :

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

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

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

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

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times 10^{-4} \times \frac{0.8 \times 400}{0.1 \times (0.886 - 0.3 \times 2.1)} = 0.7125m = 71.25cm$$

$$St \leq 71.25m$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57m = 57cm$$

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

Soit St = 15cm.

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A = A_l + A_r = 3.14 \text{ cm}^2. (3HA10 + 1HA10)$$

$$1.15 \times 17.755 \times 10^{-3} / 400 = 0.51 \text{ cm}^2$$

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

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A = A_l + A_i = 4.68 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 ((17.755 - 9.9393) \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_i)

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 17.755 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.159 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}}$$

Tel que :

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \times (2 \times \emptyset 12 + 1 \times \emptyset 10 + 1 \times \emptyset 8) = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{17.755 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 131.88 \times 10^{-3}} = 0.831 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à ELS :**Etat limite d'ouvertures de fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit vérifier que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

En travée :

$$M_{ser} = 9.482 \text{ KN.m}$$

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

$$0.325y^2 + 3.54 \times 10^{-4} y - 6.3721 \times 10^{-4} = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = (b/3) \times y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$I = 0.8323 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.482 \times 10^{-3}}{0.8323 \times 10^{-4}} \times 0.0392 = 4.46 \text{ MPa}$$

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

Etat limite de déformation :

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (type 3) car elle est isostatique et d'une travée de 4,45m. Si sa flèche vérifiée, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

D'après le BAEL91/99 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{ts}}{15 \times M_{0s}}; \frac{l}{16}\right)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$L \leq 8\text{m}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.048 < 0.065$$

La 1ère condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 9.6 \text{ mm}$$

Evaluation des moments en travée :

$q = 0.65 G' j_{ser} = 0,65 \times 2.85 = 2,50 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons).

$q = 0.65 G g_{ser} = 0,65 \times 5.21 = 3,53 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q = 0.65 (G Q) p_{ser} = 0,65 \times (5.21 + 1,5) = 4,05 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

Calcul de la flèche

1°/ Calcul des moments

$$M_j = 2.396 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 4.381 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 6.287 \text{ KN.m}$$

2°/ Calcul de ρ et λ

$$\rho = 0,0076$$

$$\lambda_i = 4,6853$$

$$\lambda_v = 1,8741$$

3°/ Calcul de Y et I

$$Y = 0,0419 \text{ m}$$

$$I = 9,489 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

4°/ Calcul des contraintes (σ)

$$\sigma_{stj} = 52,2895 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{stg} = 95,6095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{stp} = 137,205 \text{ MPa}$$

5°/ Calcul de μ

$$\mu_j = 0,0077$$

$$\mu_g = 0,2696$$

$$\mu_p = 0,4173$$

6°/ Calcul de I_0

$$I_0 = 2.57644 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

7°/ Calcul de I_f **Sous j**

$$I_{f_i} = 2.735 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_v} = 2.793 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sous g

$$I_{f_i} = 1.252 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{f_v} = 1.8826 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Sous p

$$I_{f_i} = 9,589 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{f_v} = 1.59 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

8°/ Calcul de E

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 32456,59 \text{ MPa}$$

9°/ Calcul de f

$$f_{gv} = 4,955 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = 0,621 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 4,654 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 2,483 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6,504 < f_{adm} = 9.6 \text{ mm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.2 Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance 400 MPa

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

A_{\perp} CBA93 (B.6.8.4.2.3)

On choisit : $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($St = 20\text{cm}$) $\leq 20\text{cm}$vérifiée.

Armatures parallèles aux poutrelles $A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 0.65/2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit $4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($St = 25$) $\leq 30\text{cm}$vérifiée.

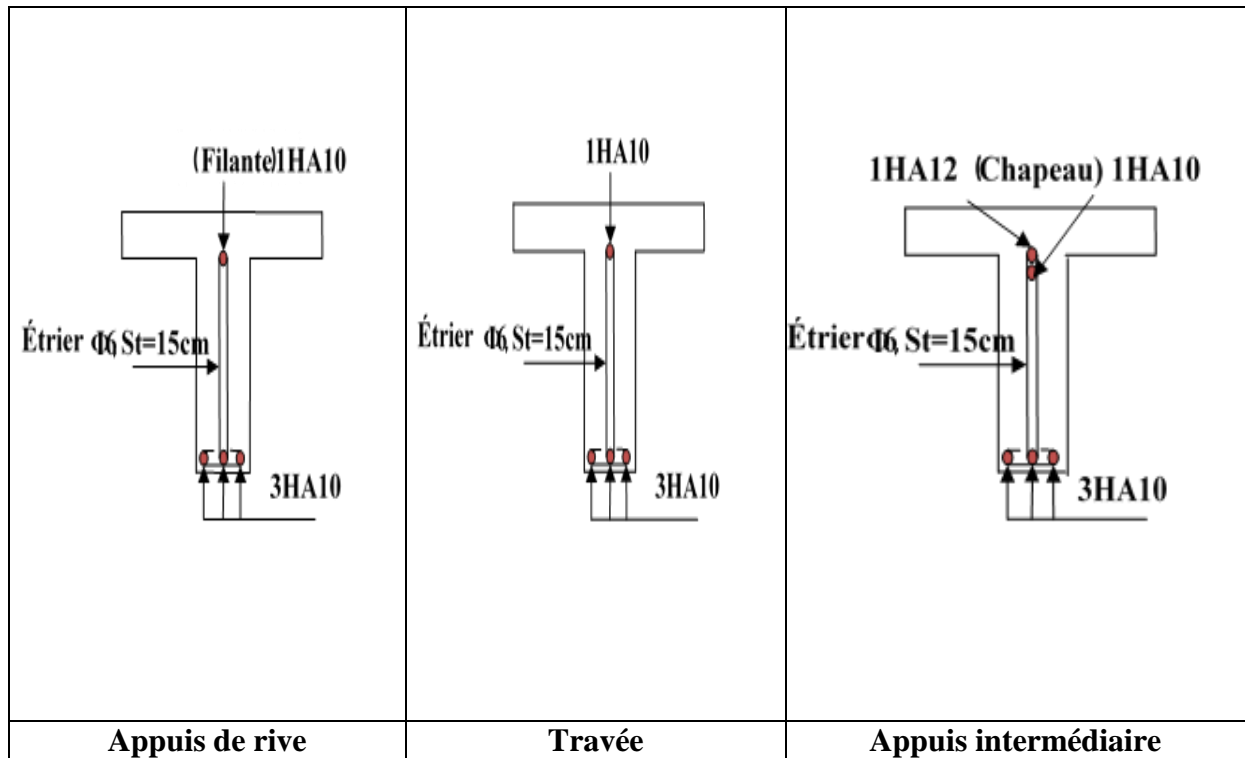


Figure. III.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles

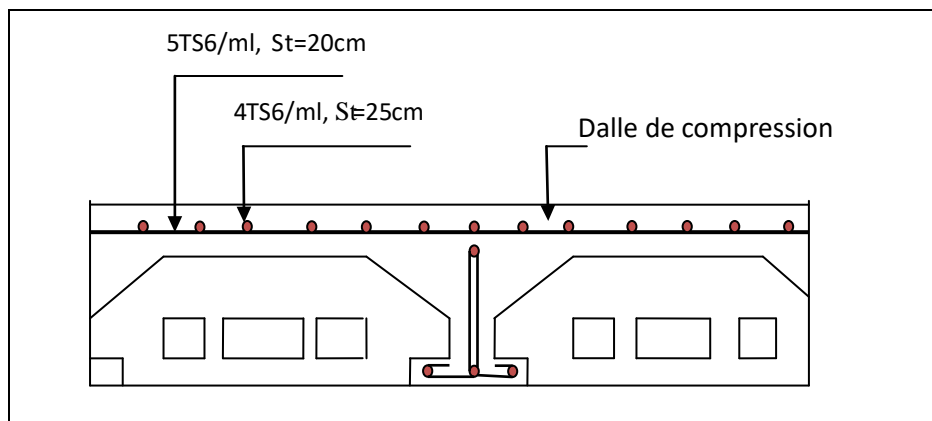


Figure. III.5: Schéma de ferrailage dalle de compression

III.2: Planchers à dalle pleine :

panneau	Nombre d'appuis	Lx(m)	Ly(m)	Lx/Ly
D1	4	2.7	3.6	0.75
D2	2	1.35	1.90	0.71
D3	2	1.35	1.60	0.84

III.2.1 : Dalle sur 4 appuis panneau (D1) balcon :**Calcul du chargement :**

$$G=5.36\text{KN/m}^2 \quad (G = \text{poids de revêtement} + \gamma x e) \quad (e : \text{épaisseur de la dalle})$$

$$Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 1.5 = 12.486 \text{KN/ml.} \\ q_s = 5.36 + 3.5 = 8.86 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = 0.75 > 0.4$$

La dalle travail selon deux sens l_x et l_y

Du tableau (**annexe 1**) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6647 \end{cases}$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0} **À l'ELU :**

$$M_{x0} = 0.0621 \times 12.486 \times (2.7)^2 = 5.652 \text{KN.m.}$$

$$M_{y0} = 0.5105 \times 5.652 = 2.885 \text{KN.m.}$$

À l'ELS :

$$M_{x0} = 4.417 \text{KN.m.}$$

$$M_{y0} = 2.9365 \text{KN.m.}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**En travée****ELU :**

$$M_{tx} = 0.85 M_{x0} = 0.85 \times 5.652 = 4.804 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{y0} = 0.85 \times 2.885 = 2.4527 \text{KN.m.}$$

ELS:

$$M_{tx} = 3.755 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 2.4960 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -2.826 \text{KN.m.}$$

Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Résultats de ferrailage de la dalle (D1)

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	4.804	0.03391	0.04313	0.098	1.4	1.08	2.01=4HA8	25
Y	2.452	0.0173136	0.02183	0.099	0.71	0.96	1.51=3HA8	33
En appui								
X et Y	2.8262	0.01995	0.02519	0.098	0.82	1.08	1.51=3HA8	33

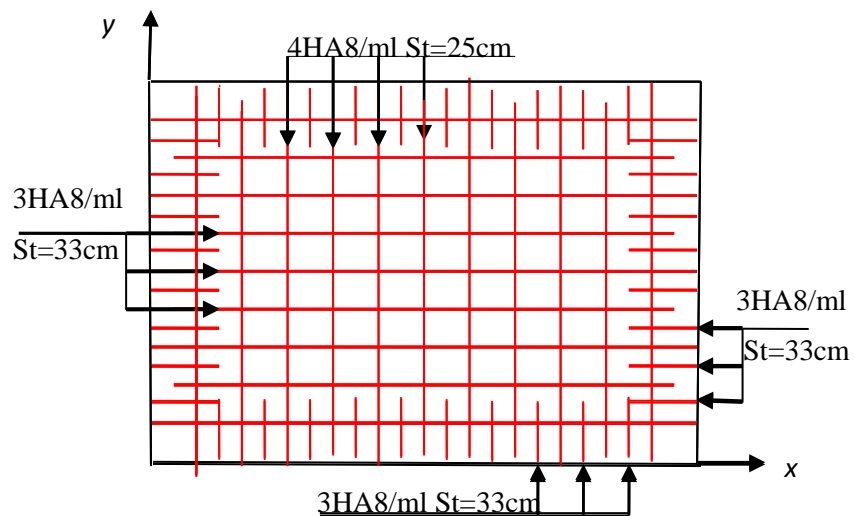
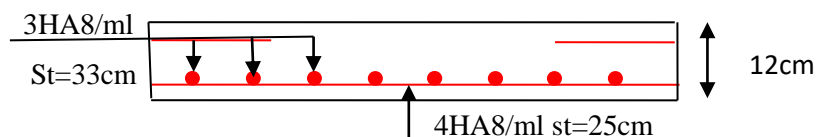


Figure III.6: Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D1)



Vérifications : **Figure.III.7 : Coupe transversale**

A l'ELU :

Vérification à l'effort tranchant : $\rho > 0.4$

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

$$V_u^x = \frac{12.486 \times 1.9}{2} \times \frac{3.6^4}{2.7^4 + 3.6^4} = 11.23 \text{ KN}$$

$$V_u^y = 16.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.156 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.15 MPa < 1.17MPa$ Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'espacement

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 33cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée

$q_s = 8.86KN/ml$.

Comme notre panneau se situe à l'intérieur de la structure (FPN) on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

TableauIII.5: Illustre la vérification des contraintes.

Travée						
	Moment (KN)	Y (m)	I (cm4)	σ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
sens x	3.755	0,021	2189,07	3.726	15	Pas de risque de fissuration
sens y	2.496	0,019	1714,7	2.77	15	Pas de risque de fissuration
Appui						
sens x	2.085	0,01913	1714	2.327	15	Pas de risque de fissuration
sens y	1,468	0,1913	1714	1,638	15	Pas de risque de fissuration

Vérification de la flèche

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

Sens x

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{2.7} = 0.044 \geq \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} \right] = 0.0422$$

$$\frac{A_z}{b \times d} = 2.01 < \frac{2}{f_s} = 5$$

Selon le sens X les deux conditions sont vérifiées

Sens y

$$\frac{h_t}{l} = 0.033$$

$$\frac{M_t^{ser}}{20 \times M_0} = 0.0425 > 0.033$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 1.51 < \frac{2}{f_e} = 5 \quad \text{Selon le sens Y les deux conditions sont vérifiées}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Ferraillage dalle D2 et D3 (balcon) sur 2 appuis :

$$l_x = 1.35m$$

$$l_y = 1.9m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.68 > 0.4 \quad l_x > \frac{l_y}{2}$$

$$M_0^x = \frac{ql_x^2}{8}$$

$$M_0^y = \mu_y M_0^x$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0}

À l'ELU :

$$M_{x0} = 1,527 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y0} = 0,683 \text{ KN.m.}$$

À l'ELS :

$$M_{x0} = 1,18 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y0} = 2.9365 \text{ KN.m.}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travée

ELU :

$$M_{tx} = 0.85 M_{x0} = 0.85 \times 1,527 = 1,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{y0} = 0.85 \times 0,683 = 0,58 \text{ KN.m.}$$

ELS:

$$M_{tx} = 1,003 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,596 \text{ KN.m}$$

En appuis :

ELU

$$M_a^x = 0,3 M_{x0} = 0,458 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = 0,3 M_{y0} = 0,204 \text{ KN.m.}$$

ELS

$M_a^x = 0,3 M_{x0} = 0,354 \text{ KN.m.}$

$M_a^y = 0,3 M_{y0} = 0,210 \text{ KN.m}$

Ferraillage:

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	1,29	0,00916	0,011	0.0995	0,37	1.09	2.01=4HA8	33
Y	0,58	0,00409	0,005	0.0997	0,16	0.96	1.51=3HA8	33
En appui								
X	0,458	0,00323	0,004	0.099	0,13	1,09	2.01=4HA8	33
Y	0,204	0,0014	0,0018	0,099	0,05	0,96	1.51=3HA8	33

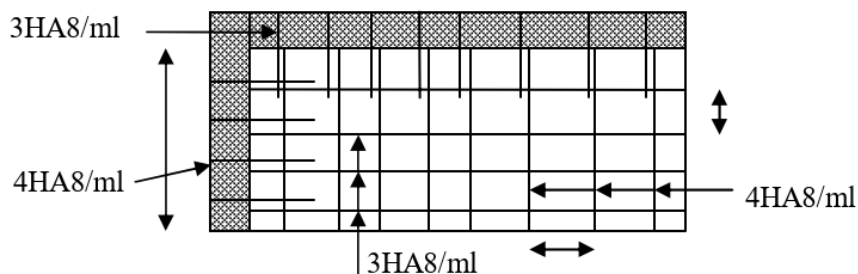


Fig.III.8 : Schéma de ferraillage de dalles pleines D2 et D3

Vérification à l'effort tranchant :

$\tau_u = 0.056 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Vérification de l'espacement

Sens x : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

Etat limite d'ouverture des fissures			
En travée			
Selon Lx		Selon Ly	
η	1.6	η	1.6
σ_{st} (Mpa)	90.361	σ_{st} (Mpa)	156.557
σ'_{st} (Mpa)	201.633	σ'_{st} (Mpa)	201.633
Condition vérifiée		Condition vérifiée	
En appuis			
Selon Lx		Selon Ly	
η	1.6	η	1.6
σ_{st} (Mpa)	35.592	σ_{st} (Mpa)	62.622
σ'_{st} (Mpa)	201.633	σ'_{st} (Mpa)	201.633
Condition vérifiée		Condition vérifiée	

Vérification des contraintes du béton

Travée						
	Moment (KN)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
sens x	3.755	0,0217	2189,07	3.726	15	Pas de risque de fissuration
sens y	2.496	0,0217	2189,07	2.477	15	Pas de risque de fissuration
Appuis						
sens x = sens y	2.208	0,02172	2189,1	2.1922	15	Pas de risque de fissuration

Etat limite de déformation

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.3: Etude des escaliers :

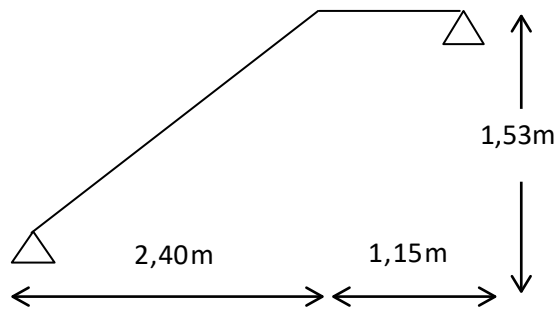


Fig.III.9 : Coupe de l'escalier

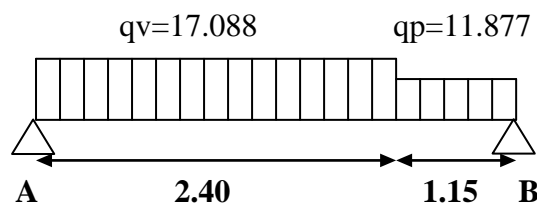


Fig.III.10 : Schéma statique

Calcul des sollicitations :

A L'ELU :

Volée : $q_v = 1.35 \cdot 9.88 + 1.5 \cdot 2.5 = 17.088 \text{ KN/m}^2$

Palier : $q_p = 1.35 \cdot 6.02 + 1.5 \cdot 2.5 = 11.877 \text{ KN/m}^2$.

Par la méthode RDM on trouve:

$R_A = 29.360 \text{ KN}$.

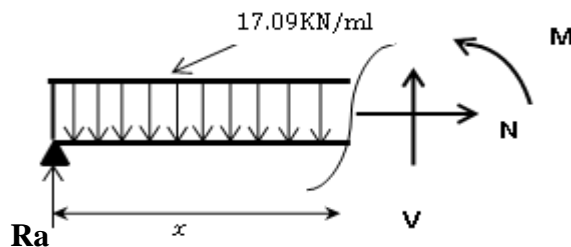
$R_B = 25.309 \text{ KN}$

Calcul des moments :

1^{er} tronçon : $0 < x < 3.50 \text{ m}$:

$M = 29.360x - 8.544x^2$

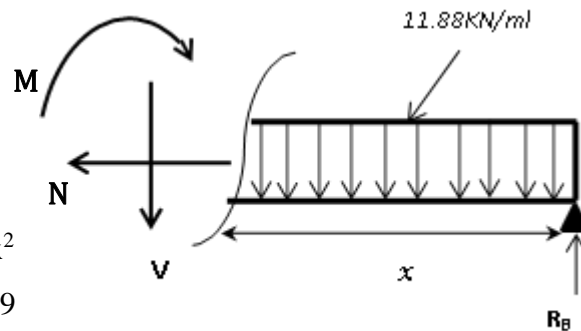
$V = 17.088x - 29.360$



pour $x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN.m} \\ V = -29.360 \text{ KN} \end{cases}$

pour $x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M = 21.25 \text{ KN.m} \\ V = 11.65 \text{ KN} \end{cases}$

2ème tronçon : $0 < x < 1.60m$:



$$M = 25.309x - 5.938x^2$$

$$V = -11.877x + 25.309$$

$$\text{pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN.m} \\ V = 25.309 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{pour } x = 1.15m \Rightarrow \begin{cases} M = 21.252 \text{ KN.m} \\ V = 11.65 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de M_{\max} :

$$M_{\max} = M(x)$$

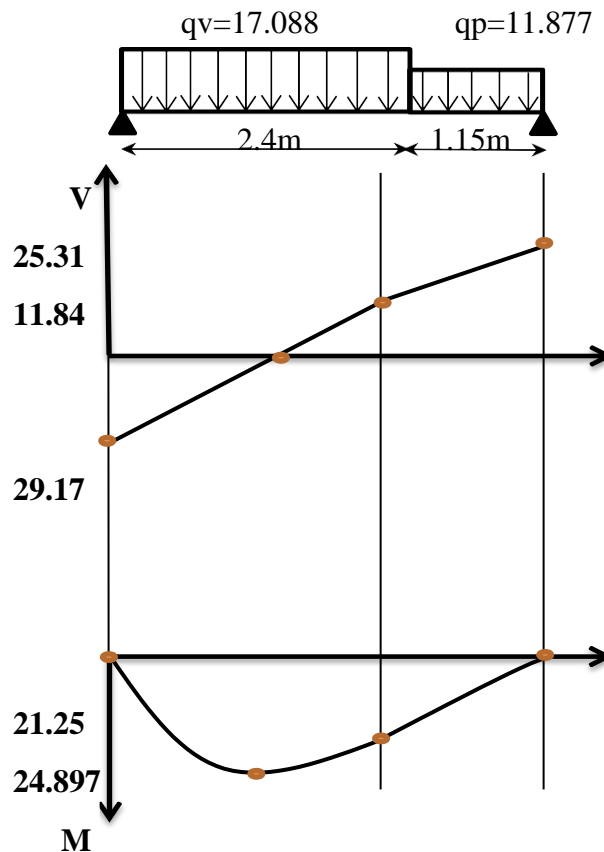
$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.718m \Rightarrow M_{\max} = 25.223 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés :

$$M_i^u = 0.75 \times M^{\max} = 18.917 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0.5 \times M^{\max} = -12.611 \text{ KN.m}$$

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants résultants sont représentés ci-dessous :



Ferraillage :

Calcul en flexion simple de la section 17 * 100

d = 15cm.

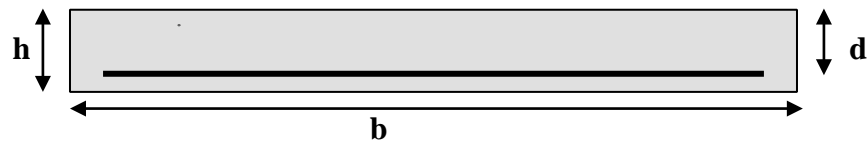


Fig.III.11 : Section à ferrailée

Tableau III.6: Tableau de ferrailage de l'escalier

	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculé cm ² /ml	A adopté cm ² /ml	St (cm)
Travée	18.917	0.0593	0.0765	0.1454	3.74	4.52=4HA12	25
appui	12.611	0.3956	0.0504	0.1469	2.47	3.14=4HA10	25

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 bd f_{t28}/f_e = 2.43 \text{ cm}^2$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 29.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.36 \times 10^3}{(1 \times 0.15) \times 10^6} = 0.196 \text{ Mpa} < \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaire

Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \text{En appui : } A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Donc, on adopte : **4HA8/ml** = 2.01 cm² / ml

St=25cm.

Vérification de l'espacement des armatures :

Les armatures principales : $St = \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = (3 \times 17; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (vérifie)

Les armatures secondaires : $St = \min(4 \times h; 33 \text{ cm}) = (4 \times 17; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ (vérifie)

A L'ELS:

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

Volée : $q_v = 9.88 + 2.5 = 12.38 \text{ KNm}$

Palier : $q_p = 6.02 + 2.5 = 8.52 \text{ KNm}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7: Vérification des contraintes à l'ELS :

R_A (KN)	R_B (KN)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
Entravée								
21.25	18.25	18.24	15.51	3.88	10331	5.83	15	vérifiée
Enappui								
21.25	18.25	18.24	7.30	3.31	7645.3	3.17	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{20M_0}\right)l \dots \dots \dots (1)$$

$$A \leq 4,2 bd/fe \dots \dots \dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots \dots \dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

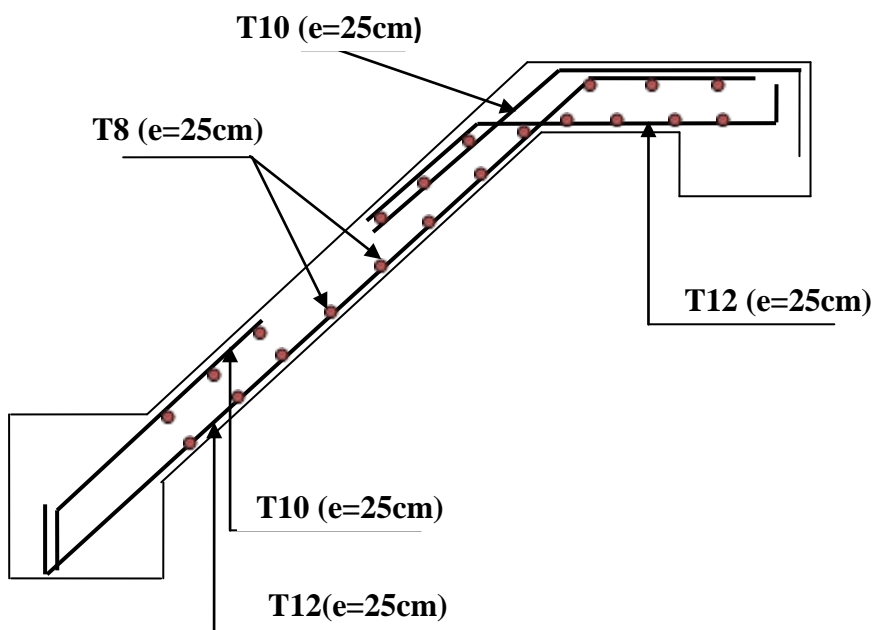


Fig.III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3.2: Etude de la poutre palière :

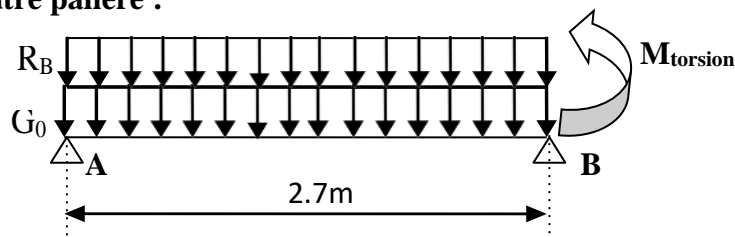


Fig.III.13 : Schéma statique de la poutre palière

Dimensionnement :

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} < h < 27 \text{ cm}$$

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

Calcul à la flexion simple :

III.3.1: Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

Tableau III.8: Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$q_u = 1.35G_{Tot} + R_B$	$q_u = G_{Tot} + R_B$
$q_u = 33.30 \text{ KN/m}$	$q_u = 24.17 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 30.35 \text{ KN/m}$	$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 22.03 \text{ KN/m}$
$M^t = 0.85 \times M_0 = 25.79 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 \times M_0 = 18.72 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.4 \times M_0 = -12.14 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.4 \times M_0 = -8.81 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 44.96 \text{ KN}$	

$$G_{tot} = G_0 + (G_{mur} \times h_{mur})$$

$$G_{tot} = (25 \times 0.3 \times 0.3) + (2.76 \times 1.33)$$

$$G_{tot} = 5.92 \text{ KN.m}^2$$

G_0 : Poids propre de la poutre

G_{mur} : Poids propre du mur

h_{mur} : Hauteur du mur

La réaction de la volée à son niveau :

$$\text{ELU : } R_B = 25.309 \text{ KN ; ELS : } R_B = 18.25 \text{ KN}$$

III.3.2: Ferrailage :

b= 0.3 m

h=0.3 m

Tableau III.9: Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{Calculer} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	25.79	0.0774	0.1008	26.87	2.76	4.5
En appuis	-12.14	0.0364	0.0464	27.48	1.27	

III.3.3 : Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{tors}^{max} = \frac{M^a \times l}{2} = \frac{12.611 \times 2.7}{2} = 17.02 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section armature longitudinal :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

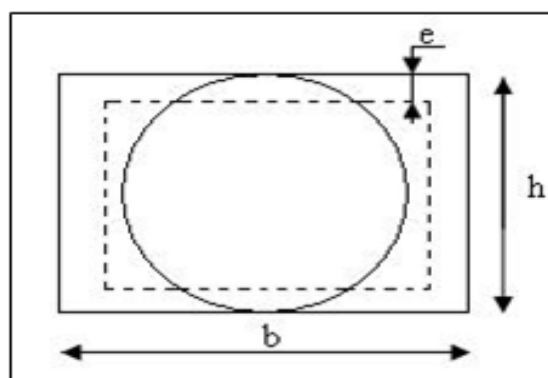


Figure III.14 : Section creuse équivalente

$$A_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_c} = 3.91 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A^t = 2.76 + \frac{3.91}{2} \Rightarrow A^t = 4.72 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A^t = \mathbf{4HA14} = 6.16 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A^a = A_{\text{flexion}}^a + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A^a = 1.27 + \frac{3.91}{2} \Rightarrow A^a = 3.23 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A^a = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

a) L'effort tranchant :

$$V_u = 44.96 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.535 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_c} \Rightarrow A = \left(44.49 \times 10^{-3} - \frac{12.14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.059 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de l'espacement S_t : D'après le CBA 93(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}$$

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

d) Calcul des armatures transversales :

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_c \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$	$A_t^{\text{min}} = 0.4 \times e \times S_t / f_c \Rightarrow A_t^{\text{min}} = 0.075 \text{ cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28})S_t / 0.8f_c \Rightarrow A_t \geq -0.134 \text{ cm}^2$	$A_t = M_t \times S_t / 2 \times \Omega \times f_{st} \Rightarrow A_t = 0.89 \text{ cm}^2$

$$\text{D'où } A_t = 0.89 + 0.45 = 1.34 \text{ cm}^2$$

Soit on prend un cadre et un étrier : $\mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

e) Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$

On a $V_{max} = 44.49$ KN; $\tau_{flexion} = 0.535$ MPa

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.02 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.72 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 2.77$ MPa $< \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33$ MPaVérifiée.

Vérification à ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

Y= 10.41 cm

I= 39870 cm⁴

En travée : $M_t = 18.72$ KN.m ; $\sigma_{bc} = 4.89$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPaCondition vérifiée.

En appuis : $M_a = -8.81$ KN.m ; $\sigma_{bc} = 2.84$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPaCondition vérifiée.

b) Evaluation de la flèche :

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

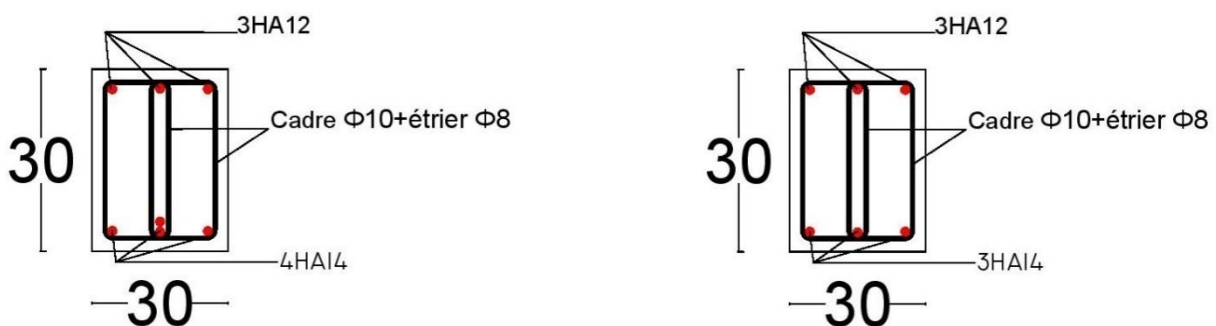
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{270} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18.72}{10 \times 22.03} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.16}{30 \times 28} = 7.33 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_c} = 10.5 \times 10^{-3}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :



Figures. III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière d'escalier

III.4: Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée 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.

III.4.1 : Hypothèses de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considérée préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée.

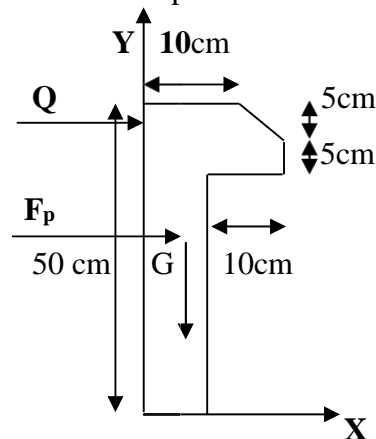


Figure III.16 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.4.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

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 (Tizi-ouzou).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 1.59 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.59 \Rightarrow F_p = 0.76 \text{ KN}$$

III.4.3 : Calcul des sollicitations :**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.23cm \\ Y_G = 27.46cm \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.2KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 \Rightarrow M_Q = 0.5KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.76 \times 0.2742 \Rightarrow M_{F_p} = 0.21KN.m \end{cases}$$

Combinaisons d'action de l'acrotère :

	ELA	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.2	2.97	2.2
M (KN.m)	0.71	0.75	0.5
V(KN)	1.76		

Les sollicitations max pour ferrailages sont :

$$N_{max} = 2.97KN.$$

$$M_{max} = 0.75KN.$$

$$V_{max} = 1.76KN.$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2.97} = 0.2525m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extrémité de la section et N_u est un effort de

compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment

$$M_{ua} = N_u \times e$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés 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, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; L / 250)$$

L : portée de l'élément = 50cm

$$e_a = \max(2 \text{ cm} \cdot 50/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

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

l_f : Longueur de flambement

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

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 25.25 + 2 + 0.6 = 27.85 \text{ cm.}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.97 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.97 \times 0.278 = 0.82 \text{ KN.m.}$$

III.4.4: Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

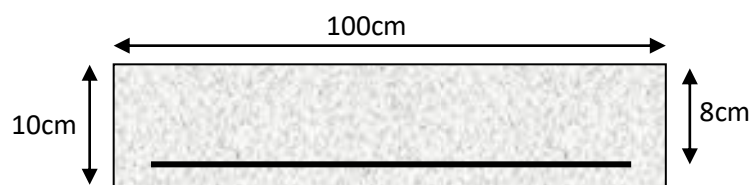


Figure III.17 : Section à ferrailer.

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 MF rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 0.87 KNm .$$

Le ferrailage de l'acrotère est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.10: ferrailage de l'acrotère

Mf (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acalculée (cm ² /ml)	A _s (cm ² / ml)
0.87	0.0096	0.079	0.079	0.31	0.25

III.4.4.1 : Vérification à l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.96 cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$.

Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = 1,5 Q = 1.5 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.018 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 cm^2 / ml$$

Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 50/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{(RPA99/2003 (Article. A.6.1, 3))}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.224 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10043) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \quad (\text{RPA99/2003 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.4.4.2 : à l'ELS :(vérification des contraintes).

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

D'après le **BAEL 91/99**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{1.59} = 0,314\text{m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0.314 = -0,264\text{m} = -26.4\text{cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times 0.264^2 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.264) = -0.2\text{m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -0.098\text{m}^3$$

$$y_c^3 - 0.476 y_c - 0.12 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = 0.04 \text{ m}$$

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

$$I = 2.616 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = 7.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta x} f_{t28}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu} \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 40.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.4.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère :

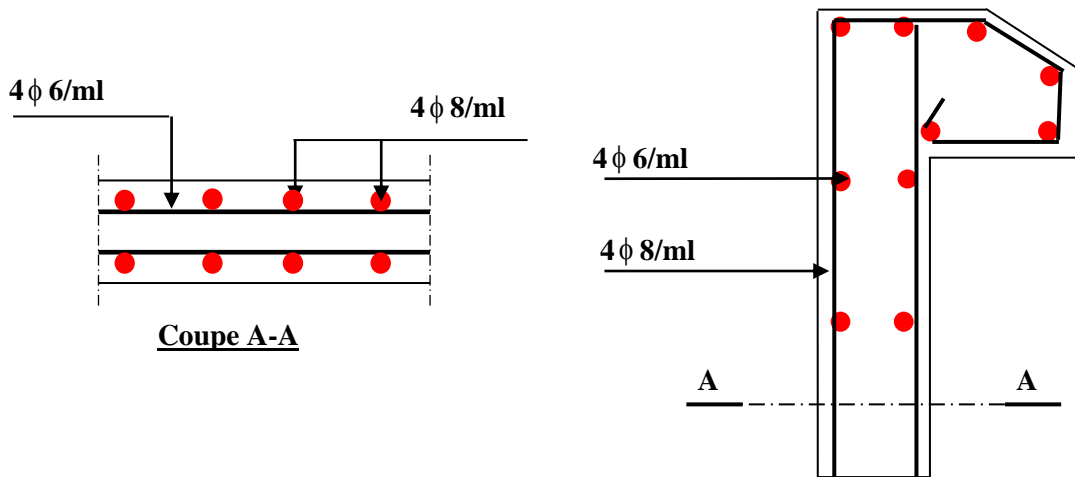


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

Introduction:

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Objectifs et exigences:

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.1. Méthodes de calcul:

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.1. Méthode statique équivalente:

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99/version2003 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/version2003(Tableau4.1)**

Le coefficient dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**
- Zone sismique : zone **IIa** : **A** = 0.15

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/version2003(Tableau4.3)**

Pour un système mixte voile-portique **R=5**.

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ RPA99/version2003 (Formule 4.4)}$$

Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité *q* est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq:

“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : **Q_x=Q_y= 1,2**

W: poids total de la structure:

$$W = n \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β: coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du **RPA99/version2003**).

β= 0.2 pour usage d'habitation

$$\Rightarrow \mathbf{W = 41627.197KN.}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen:

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 / version 2003 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA99/version2003(Tableau4.7)**

Puisque le sol a une capacité portante de 2 bars et d'après le **tableau3.2** du **RPA99/version2003**, on trouve que les caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura:

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

Où ε est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend:

$$\varepsilon = 7\% \quad \text{Pour un contreventement mixte.}$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 > 0.7$$

$$T_c = C_T \cdot H_n^{3/4} \quad \text{RPA99/version2003 (Formule4-6)}$$

$H_n = 27.54 \text{ m.}$ (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage)

RPA99/version2003 (Tab.4.6)

$$\Rightarrow T_c = 0.601 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante : $T = 0.09H / \sqrt{L}$ **RPA99/version2003 (Formule4-7)**

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 28.9 \text{ m.}$$

$$L_y = 18.7 \text{ m.}$$

$$T_{x1} = 0.09H / \sqrt{L_x} = 0.461 \text{ s}$$

$$T_{y1} = 0.09H / \sqrt{L_y} = 0.573 \text{ s}$$

$$T_x = \min (T_{x1}; T_c) = 0,461 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_c) = 0,573 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.21 \\ D_y = 2.01 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \times 0.461 = 0.6 \text{ s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times 0.573 = 0.745 \text{ s}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = 3311.86 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = 3012.14 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale:

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta 1.25 A \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta 1.25 A \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta 1.25 A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 / version2003 (Form4-13)}$$

IV.1.3. Méthode d'analyse par accélérogramme:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

-Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est ETABS 2016 version 16.2.0

Le spectre de réponse est donné par l'application **RPA99/version 2003**

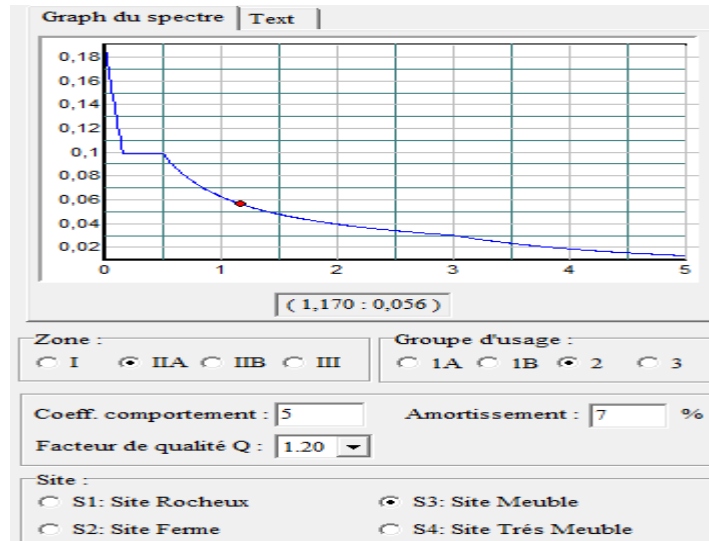


Fig.IV.1: spectre de réponse R=5

IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement:

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

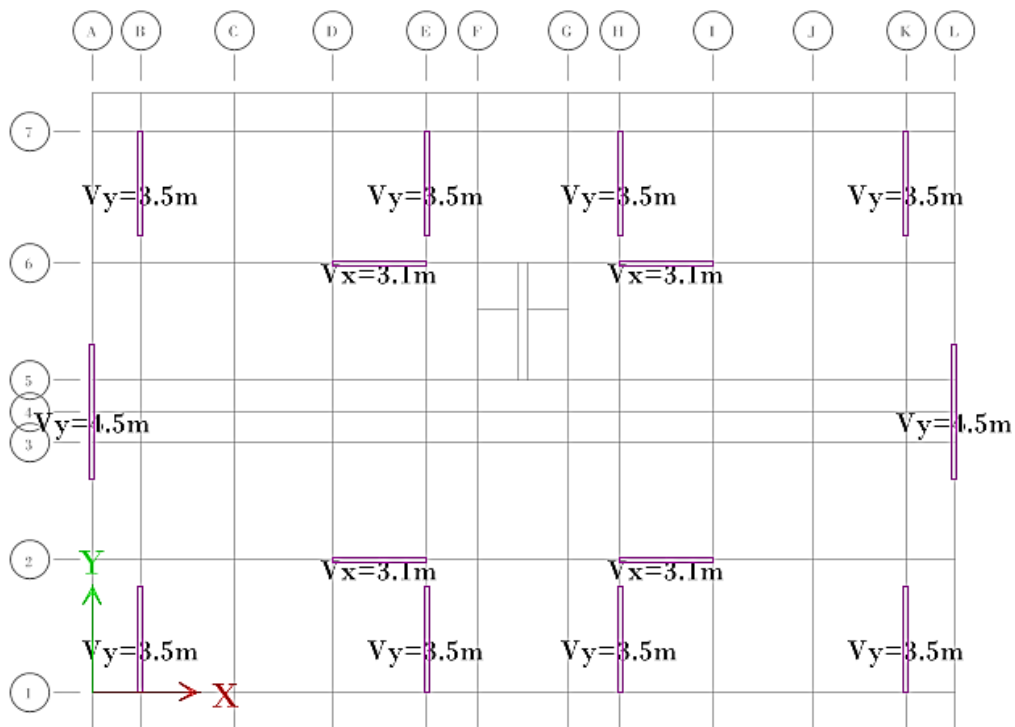


Fig.IV.2: Schéma de disposition des voiles RDC.

IV.3.2. Résultats et discussions:

A) Périodes de vibration et participation massique:

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Mode	Période sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Nature
1	0,718	0,709	0	0,7091	0	Translation X-X
2	0,504	6,801E-07	0,6813	0,7091	0,6813	Translation Y-Y
3	0,475	0,001	1,093E-06	0,71	0,6813	Rotation Z-Z
4	0,212	0,155	6,341E-07	0,865	0,6813	
5	0,131	7,28E-07	0,1843	0,865	0,8656	
6	0,127	0,0001	0	0,8651	0,8656	
7	0,102	0,063	1,339E-06	0,9281	0,8657	
8	0,061	0,0334	4,872E-05	0,9615	0,8657	
9	0,06	2,331E-05	0,0663	0,9615	0,932	
10	0,058	0,0001	0	0,9616	0,932	
11	0,043	0,0187	0	0,9803	0,932	
12	0,037	0	0,033	0,9803	0,965	

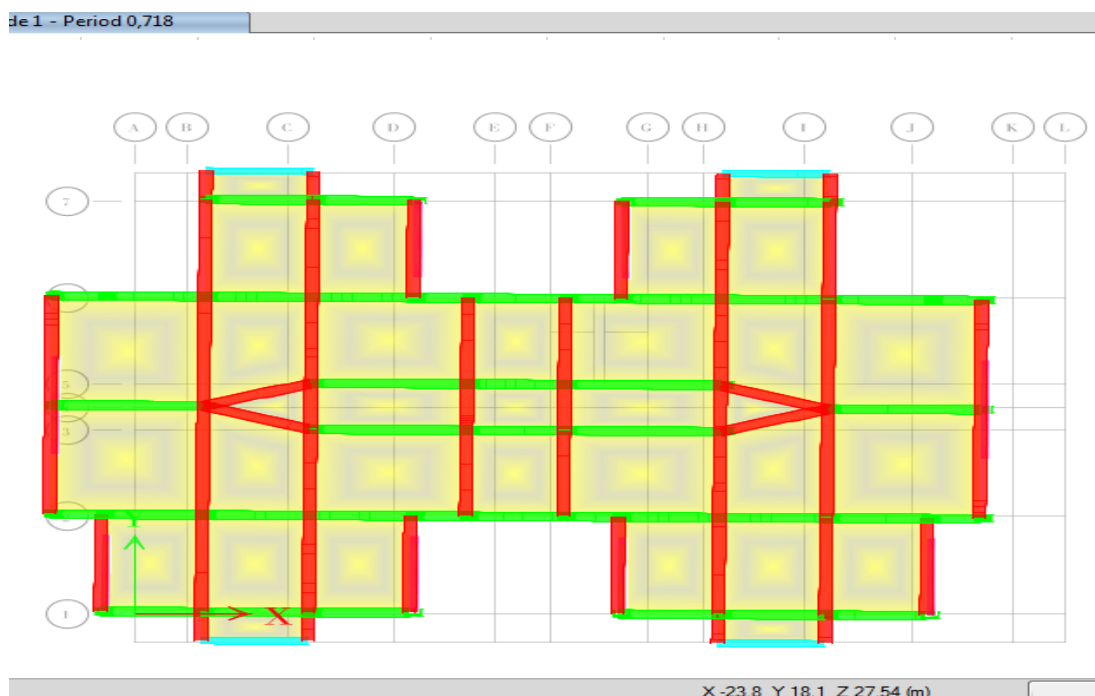


Fig.IV.3: premier mode une translation suivant X-XT=0.718 s

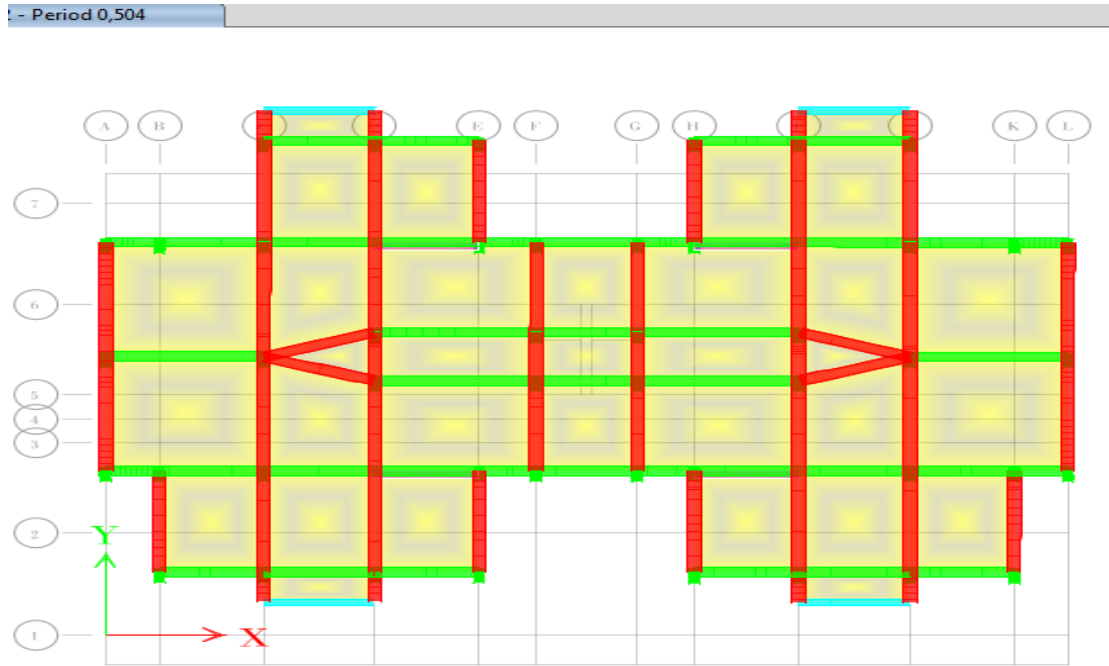


Fig.IV.4: deuxième mode une translation suivant Y-Y $T=0.504$ s

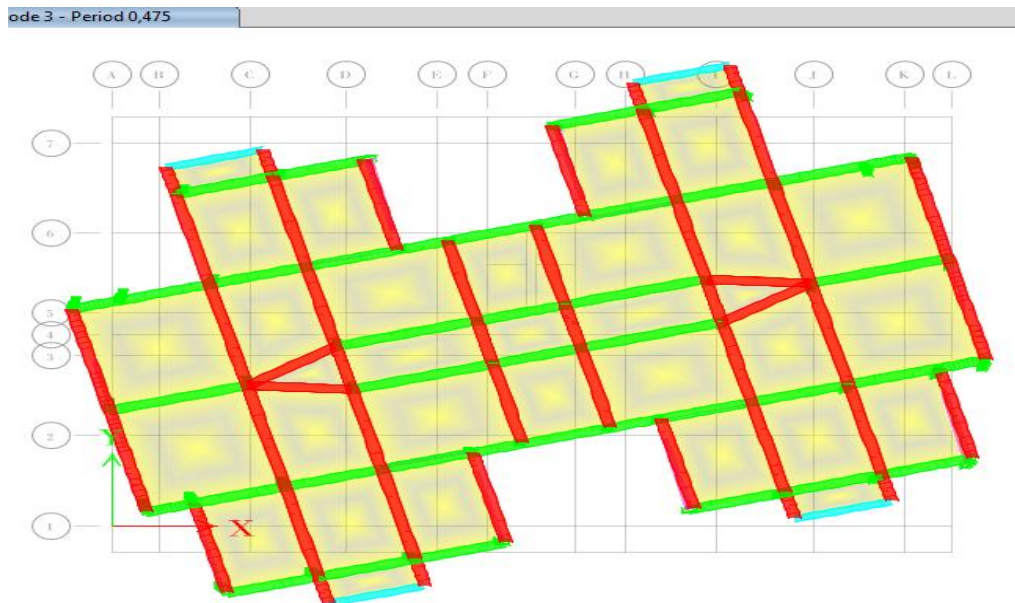


Fig.IV.5 : troisième mode une rotation autour Z-Z $T=0.475$ s

B) Vérification de la période et la participation massique

La valeur empirique $T_x = 0.461$ s, $T_y = 0.573$ s calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. **Article 4.2.4 RPA99/version 2003**

$T_x = 1.3 * 0.461 = 0.6 < 0.718$ **Non vérifié**

$T_y = 1.3 * 0.573 = 0.745 > 0.504$ **Vérifié**

D'après les résultats obtenus dans le **Tableau IV.2** on voit bien que les exigences du RPA99/2003

sont vérifiées, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus est atteint 90% à partir du 7^{ième} mode dans le sens X et aussi dans le sens Y à partir du 9^{ième} mode.

A) Justification de l'interaction voile-portique :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a.) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Sous charges verticales et horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.

Le tableau suivant montre la répartition des charges verticales sur les voiles et les portiques

TableauIV.3. Sous charges verticales

	Voiles %	Portiques %	Obs.
ETAGE8	31,68	68,32	Non Vérifiée
ETAGE7	35,27	64,73	Non Vérifiée
ETAGE6	36,05	63,95	Non Vérifiée
ETAGE5	34,80	65,20	Non Vérifiée
ETAGE4	34,29	65,71	Non Vérifiée
ETAGE3	32,50	67,50	Non Vérifiée
ETAGE2	31,69	68,31	Non Vérifiée
ETAGE1	29,90	70,10	Non Vérifiée
RDC	29,40	70,60	Non Vérifiée

Tableau IV.4. Sous charges horizontales sens X

	Voiles %	Portiques %
ETAGE8	34,78	65,21
ETAGE7	33,24	66,75
ETAGE6	51,63	48,36
ETAGE5	41,82	58,17
ETAGE4	53,31	46,69
ETAGE3	46,21	53,79
ETAGE2	57,49	42,51
ETAGE1	59,37	40,63
RDC	70,45	29,55

TableauIV.5. Sous charges horizontales sens Y

	Voiles y %	Portiques %
ETAGE8	68,47	31,52
ETAGE7	72,53	27,46
ETAGE6	81,38	18,61
ETAGE5	78,32	21,67
ETAGE4	83,38	16,62
ETAGE3	81,15	18,85
ETAGE2	85,55	14,45
ETAGE1	86,19	13,81
RDC	89,05	10,95

On remarque que l'interaction verticale n'est pas vérifiée, c'est-à-dire que les portiques reprennent un pourcentage moindre de 80% même avec toutes les dispositions essayées, nous n'avons pas pu aboutir à un meilleur résultat sous charges verticales. D'autre part on voit bien que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, selon l'article 3.4.2, RPA99/version2003. Donc un coefficient de comportement de $R = 3,5$ au lieu $R=5$.

IV.2. Exigences du RPA99/version2003 pour un système contreventé par des voiles porteurs:

D'après l'article 3.4.2, les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA99/2003 de plus de 30%. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure;

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Pour $R=3.5$ on aura les nouveaux résultats suivants :

$$\varepsilon = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0.76 \geq 0.7$$

$$T_x = 0.461 \text{ s} \quad D_x = 1.9$$

$$T_y = 0.573 \text{ s} \quad D_y = 1.73$$

$$V_{stx} = 4067.57 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = 3703.63 \text{ KN}$$

Le nouveau spectre de réponse pour $R=3,5$ est calculé par l'application **RPA99/version 2003**

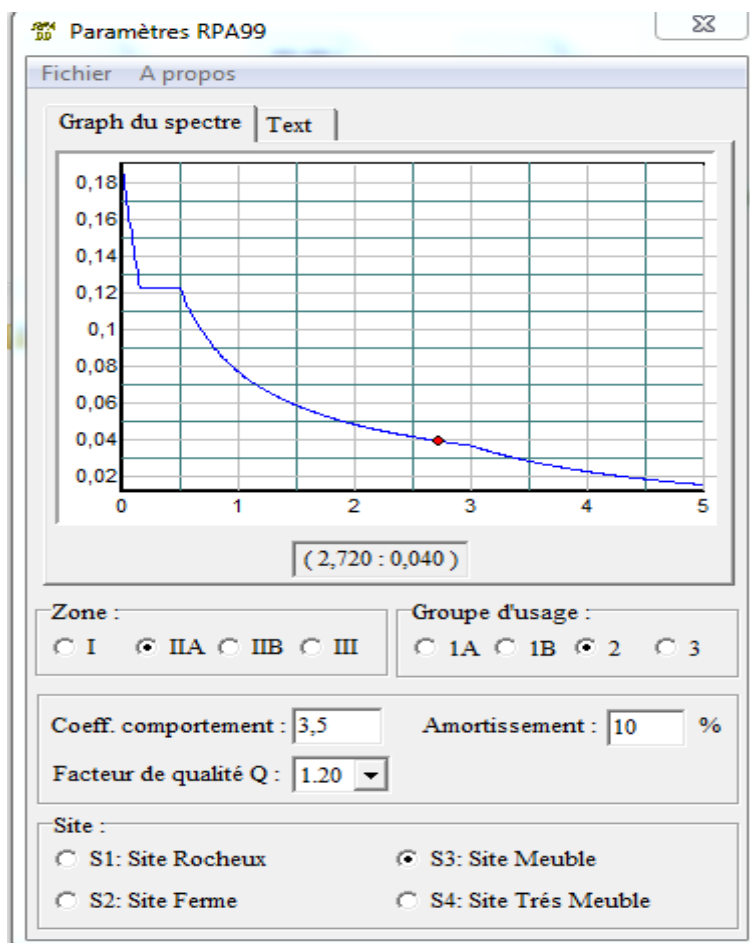


Fig.IV.6 : spectre de réponse R=3.5

Périodes de vibration et participation massique:

Tableau IV.6. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses R=3.5

Mode	Période sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Nature
1	0,718	0,709	0	0,7091	0	Translation X-X
2	0,504	6,801E-07	0,6813	0,7091	0,6813	Translation Y-Y
3	0,475	0,001	1,093E-06	0,71	0,6813	Rotation Z-Z
4	0,212	0,155	6,341E-07	0,865	0,6813	
5	0,131	7,28E-07	0,1843	0,865	0,8656	
6	0,127	0,0001	0	0,8651	0,8656	
7	0,102	0,063	1,339E-06	0,9281	0,8657	
8	0,061	0,0334	4,872E-05	0,9615	0,8657	
9	0,06	2,331E-05	0,0663	0,9615	0,932	
10	0,058	0,0001	0	0,9616	0,932	
11	0,043	0,0187	0	0,9803	0,932	
12	0,037	0	0,033	0,9803	0,965	

On voit bien que les périodes de vibrations et la participation massique n'ont pas changées

Ce sont les mêmes résultats de **Tableau IV.2.** Donc ce n'est pas la peine de refaire les vérifications de la période et la participation massique

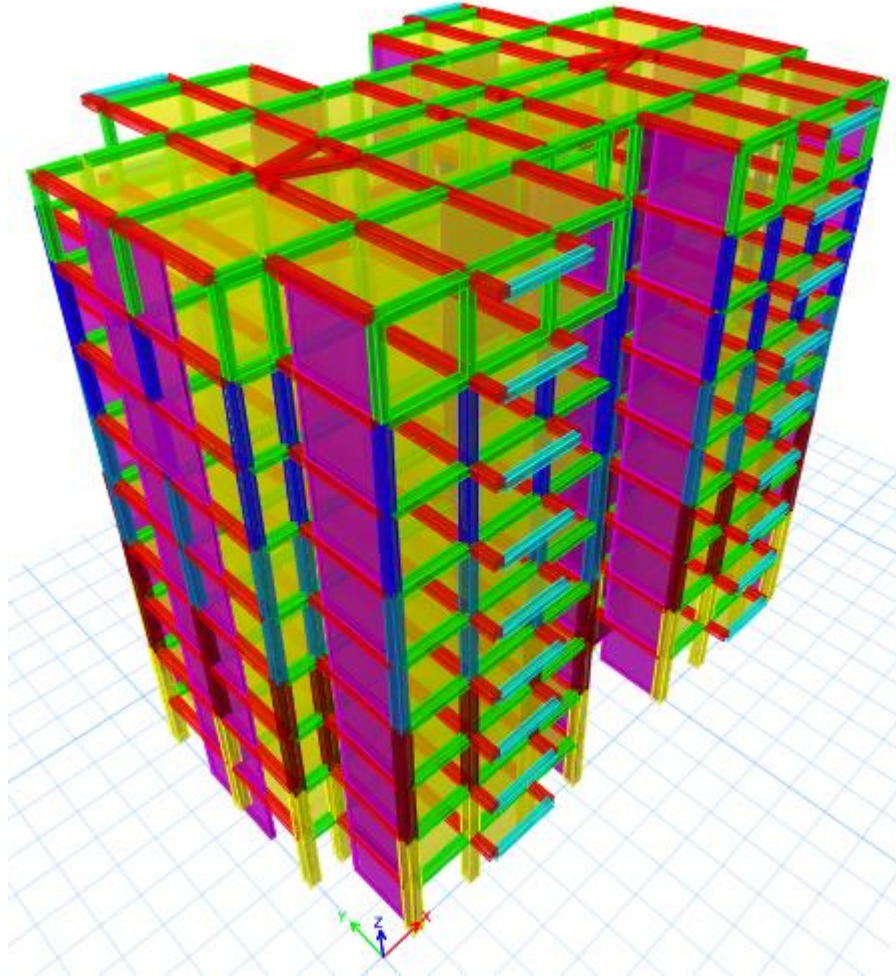


Fig.IV.5. Vue 3D de la structure étudiée.

D) Vérification de la résultante des forces sismiques:(R=3.5) :

TableauIV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

résultante des forces sismiques à la base	V dynamique	0.8*V statique	Obs.
Suivant x-x	2530,81	3254.056	Non Vérifiée
Suivant y-y	3067,38	2962.904	Vérifiée

On voit bien que V_{dyn} est inférieure à 80% V_{st} , ceci implique une majoration de tous les paramètres de réponse par un coefficient qui est égale à $0,8V_{st}/V_{dyn}$.

E) Vérification de l'effort normal réduit:

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/version2003(7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul

qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times F_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

TableauIV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (m2)	Nd (KN)	F _{c28} (MPa)	v	Obs
RDC, 1er étage	50x50	0.25	1662.7074	25	0.27	Vérifié
2ième,3ième	45x45	0.2025	1250.6361	25	0.25	Vérifié
4ième,5ième	40x40	0.16	417.8	25	0.22	Vérifié
6ième,7ième	35x35	0.1225	179.61 25	25	0.17	Vérifié
8ième	30x30	0.09	38.83	25	0.09	Vérifié

F) Justification vis à vis des déformations:

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 égal à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/version2003 (Art4.43)**

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement R = 3,5

Tous les résultats sont regroupés dans le Tableau IV.6. Tableau IV.7.

Tableau IV.9. Vérification des déplacements dans le sens X-X

	Sens x-x						
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Obs
RDC	0,000886	0,002	0	0,0020	3,06	0,07	Vérifiée
1	0,002659	0,0093065	0,002	0,0073	3,06	0,24	Vérifiée
2	0,004972	0,017402	0,0093065	0,0081	3,06	0,26	Vérifiée
3	0,007536	0,026376	0,017402	0,0090	3,06	0,29	Vérifiée
4	0,010223	0,0357805	0,026376	0,0094	3,06	0,31	Vérifiée
5	0,012857	0,0449995	0,0357805	0,0092	3,06	0,30	Vérifiée
6	0,015392	0,053872	0,0449995	0,0089	3,06	0,29	Vérifiée
7	0,017735	0,0620725	0,053872	0,0082	3,06	0,27	Vérifiée
8	0,019938	0,069783	0,0620725	0,0077	3,06	0,25	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y'

	Sens y-y						
Niveau	Δ_{ek} (m)	Δk (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k/hk$ (%)	Obs
RDC	0,000504	0,001764	0	0,0018	3,06	0,06	Vérifiée
1	0,001551	0,0054285	0,001764	0,0037	3,06	0,12	Vérifiée
2	0,002979	0,0104265	0,0054285	0,00499	3,06	0,16	Vérifiée
3	0,004655	0,0162925	0,0104265	0,0059	3,06	0,19	Vérifiée
4	0,006488	0,022708	0,0162925	0,0064	3,06	0,21	Vérifiée
5	0,008386	0,029351	0,022708	0,0066	3,06	0,22	Vérifiée
6	0,010289	0,0360115	0,029351	0,0067	3,06	0,22	Vérifiée
7	0,012143	0,042501	0,0360115	0,0065	3,06	0,21	Vérifiée
8	0,013946	0,04881	0,0425005	0,0063	3,06	0,21	Vérifiée

On voit bien à travers ces tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

G) Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA99/version2003 (5.9)]

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

PK: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

VK: effort tranchant d'étage au niveau "k".

ΔK : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

hK: hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1 / (1 - qK)$

Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.11 et le tableau IV.12.

Tableau IV.11. Vérification de l'effet P-Δ dans le sens X-X'

Niveau	Sens x-x					Obs
	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	
RDC	0,0020	41627,197	3241,0633	3,06	0,008	Vérifiée
1	0,0073	31878,4169	3158,6099	3,06	0,024	Vérifiée
2	0,0081	27181,1993	3005,6897	3,06	0,024	Vérifiée
3	0,0090	22483,9818	2787,4507	3,06	0,024	Vérifiée
4	0,0094	17931,1243	2510,0688	3,06	0,022	Vérifiée
5	0,0092	13378,2667	2172,6742	3,06	0,019	Vérifiée
6	0,0089	8951,4092	1774,409	3,06	0,015	Vérifiée
7	0,0082	4524,5516	1300,1526	3,06	0,009	Vérifiée
8	0,0077	0	735,8097	3,06	0,000	Vérifiée

Tableau IV.12. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y'

Niveau	Sens y-y					Obs
	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	
RDC	0,0018	36738,3544	3898,8548	3,06	0,005	Vérifiée
1	0,0037	31878,4169	3816,4199	3,06	0,010	Vérifiée
2	0,004998	27181,1993	3647,6648	3,06	0,012	Vérifiée
3	0,0059	22483,9818	3406,6954	3,06	0,013	Vérifiée
4	0,0064	17931,1243	3086,2943	3,06	0,012	Vérifiée
5	0,0066	13378,2667	2687,6431	3,06	0,011	Vérifiée
6	0,0067	8951,4092	2202,1188	3,06	0,009	Vérifiée
7	0,0065	4524,5516	1614,9778	3,06	0,006	Vérifiée
8	0,0063	0	906,7582	3,06	0,000	Vérifiée

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8 et le tableau IV.9, les effets P- Δ peuvent être négligés

Conclusion : Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents forces dynamique, tel que le séisme après un ferrailage correct.

CHAPITRE V
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

V.1 Etude des poutres :

Introduction:

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables donnés par le logiciel **ETABS 16.2**, qui résultent des combinaisons du **RPA99 Version 2003** et du **BAEL91/99** qui sont :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier:

- poutres principales (30×40)
- poutres secondaires (30×40)

V. 1.1. Calcul du ferrailage :

Dans le but d'optimiser le ferrailage des poutres, les calculs sont envisager pour chaque niveau.

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage de la poutre principale du 2^{ème} étage qui est sollicitée avec :

$$M_t = 53,2716 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -73,9521 \text{ KN.m}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 0,070 < \mu_l = 0,396 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,091 \rightarrow Z = 0,357 \text{ m} \rightarrow A_s = 3.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui:

$$\mu_{bu} = 0,097 < \mu_l = 0,396 \Rightarrow A' =$$

$$\alpha = 0,128 \rightarrow Z = 0,351 \text{ m} \rightarrow A_s = 5.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_s = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage des poutres principales et secondaires sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires :

	Type	section	localis	M(KN.m)	V(KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	barres
RDC	Poutre PP	30×40	Appuis	-40,8799	89,66	2.84	6	3.39	3T12
			Travée	36,8845		2.56		3.39	3T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-30,8182	121,34	2.13	6	3.39	3T12
			Travée	27,7788		1.91		3.39	3T12
1 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-63,2962	134,90	4.47	6	4.52	4T12
			Travée	52,3074		3.67		4.52	4T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-47,0692	143,33	3.29	6	3.39	3T12
			Travée	35,9097		2.49		3.39	3T12
2 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-73,9521	155,41	5.27	6	6.79	6T12
			Travée	53,2716		3.74		4.52	4T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-57,1337	140,01	4.02	6	4.52	4T12
			Travée	41,6569		2.9		3.39	3T12
3 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-75,0284	155,38	5.35	6	6.79	6T12
			Travée	50,6988		3.55		4.52	4T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-61,8062	125,25	4.36	6	4.52	4T12
			Travée	44,2298		3.08		3.39	3T12
4 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-73,6332	149,48	5.24	6	6.79	6T12
			Travée	50,979		3.57		4.52	4T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-63,7377	104,07	4.5	6	4.52	4T12
			Travée	45,5161		3.17		3.39	3T12
5 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-67,8764	135,05	4.81	6	5.65	5T12
			Travée	38,8506		2.7		3.39	3T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-62,9591	85,46	4.45	6	4.52	4T12
			Travée	44,016		3.07		3.39	3T12
6 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-61,4878	118,43	4.34	6	4.52	4T12
			Travée	49,1889		3.44		4.52	4T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-60,8161	63,37	4.29	6	4.52	4T12
			Travée	41,9106		2.91		3.39	3T12
7 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-54,8556	103,56	3.85	6	4.52	4T12
			Travée	47,0106		3.28		3.39	3T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-58,2479	52,38	4.1	6	4.52	4T12
			Travée	39,2907		2.73		3.39	3T12
8 étage	Poutre PP	30×40	Appuis	-45,9231	62,76	3.2	6	3.39	3T12
			Travée	38,336		2.66		3.39	3T12
	Poutre PS	30×40	Appuis	-52,2805	35,66	3.66	6	4.52	4T12
			Travée	31,3745		2.17		3.39	3T12

V.1.3. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :**Pourcentage maximum des armatures longitudinales :****En zone courante :**

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

En zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$$

Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

$$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

V.1.4. Les armatures transversales :**a). Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1.2; 1.14; 3\text{cm}) \quad \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}, \text{ on opte pour } A_t = 4\text{T8} = 2.01\text{cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

b). Espacement S_t d'armatures transversales :**.1-Selon le BAEL91/99 (Article H.III.3) :**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 31.5 \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66 \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 86.68\text{cm} \end{array} \right.$$

2-Selon RPA99/2003 :

Zone nodale : $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 10\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t < h/2 = 20\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

c). Vérification des sections d’armatures transversales :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

V.1.5. Vérification à l’ELU :

a). Condition de non fragilité : BAEL91/99 (Art F.IV.2)

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.37 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b). Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l’effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ **BAEL91/99 (Art H.III.2)**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Obs
principales	155,41	1.40	3.33	Vérifiée
secondaires	143,33	1.29	3.33	Vérifiée

Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c). Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1). **BAEL91/99 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (2)

✓ $\gamma_s = 1.15$,

✓ $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. 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)	Obs
Principales	6.79	155,41	75,0284	4.47	-2.01	Vérifiée
Secondaires	4.52	143,33	63,7377	4.12	-1.38	Vérifiée

V.1.5. Vérification à l’ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91/99 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4. Vérification de l’état limite de compression du béton :

Poutres	Localis	Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
PP	Appuis	-22,9383	70244,92	11.91	3.89	15	Vérifiée
	Travées	8,9912	59135,93	10.87	1.65	15	Vérifiée
PS	Appuis	-19.7206	59135,93	10,87	3.62	15	Vérifiée
	Travées	15.1899	47023,16	9,63	3.11	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D’après le **BAEL91/99** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91/99 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. 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	40	30	465	4.52	0.086	0.011	0.0012	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	450	3.39	0.088	0.062	0.0009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.6. Schéma de ferrailage des Poutres :

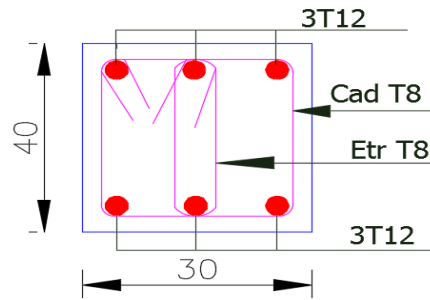


Figure V.1. Exemple de ferrailage des Poutres PP et PS du RDC

Pour tous Les autres ferrailages des poutres principales et secondaires voir l’annexe 1 et 2.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS 16.2**, dans l’ordre suivant :

- 1) $G + Q$
 - 2) $1.35G + 1.5Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
- (RPA99/2003)**

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- 1. ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- 2. ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)
- 3. ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)

V.2.1. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS 16.2**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.6.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	1662,71	0,0538	73,59	1237,87	-651,47	2,55
1^{er}						
2^{ème}	1250,64	0,0726	75,70	453,34	-292,05	6,91
3^{ème}						
4^{ème}	872,81	0,3334	67,68	273,83	-96,08	8,41
5^{ème}						
6^{ème}	523,67	0,8771	49,54	130,06	-22,49	1,67
7^{ème}						
8^{ème}	195,59	1,4249	29,92	118,46	-19,701	0,75

(+) compression (-) traction.

V.2.3. Ferrailage des poteaux

V.2.3.1. Les armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Exemple de calcul :

Soit à calculer les poteaux rectangulaires le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1662,71 \text{ KN}$ $\rightarrow M_{cor} = 0,0538 \text{ KN.m}$
- $M_{max} = 73,59 \text{ KN.m}$ $\rightarrow N_{cor} = 1237,87 \text{ KN}$
- $N_{min} = -651,47 \text{ KN}$ $\rightarrow M_{cor} = 2,55 \text{ KN.m}$

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.45\text{m}; \quad d' = 0.03\text{m}$$

$$N = 1662,71 \text{ KN (compression)}$$

$$M = 0,0538 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0000324\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.5/2 = 0.25\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b.h. f_{bu} \dots\dots (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 0.0538 + 1662.71 \times (0.45 - 0.25) = 374.12 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1662.71 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.03) - 374.1 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50^2 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 0.32 \text{ MN.m} \leq 0.51 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{374.12 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.45^2 \times 14.2} = 0.26$$

$$\mu_{bu} = 0.26 < \mu_1 = 0.39 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.26}) = 0.38$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.45 \times (1 - 0.4 \times 0.38) = 0.382\text{m}$$

$$A_1 = \frac{MA}{Z \times f_{st}} = \frac{374.12 \times 10^{-3}}{0.382 \times 348} = 28.2 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -19.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 73.59 \text{ KN.m} , N_{cor} = 1237.87 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.06\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

(I) $\Rightarrow 0.25 < 0.51 \Rightarrow$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$MA = 0.262 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.182 < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

$$\alpha = 0.254 \rightarrow z = 0.404 \text{ m} \rightarrow A_1 = 18.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

c) Calcul sou N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = -651.47 \text{ KN}, M_{cor} = 2.55 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0.00391 \text{ m} < h/2$$

Donc le centre de pression c'est a l'intérieur de la section \Rightarrow la section est entièrement tendue.

$$A_1 = (Nu \times e_2) / (f_{s10}(d - d'))$$

$$A_2 = (Nu \times e_1) / (f_{s10}(d - d')) \text{ avec } f_{s10} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$e_1 = ((h/2) - d') + e_G = 0.20$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.196 \text{ m}$$

$$A_1 = 8 \text{ cm}^2 ; A_2 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \text{ (BAEL)} = 15.88 \text{ cm}^2 < A_1 + A_2 = 16.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} \text{ (RPA)} = 20 \text{ cm}^2$$

Donc le poteau sera ferrailé avec : $\max (A, A', A \text{ (BAEL)}, A \text{ (RPA)})$.

Donc $A = 20 \text{ cm}^2$.

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.7.Ferrailage des poteaux :

Niveau	Sections	$A_{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{calculé/ face} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	Barres
RDC 1^{er} étage	50×50	20	8.28	22.24	8HA16+4HA14
2^{ème} 3^{ème}	45×45	16.2	4.09	16.84	8HA14+4HA12
4^{ème} 5^{ème}	40×40	12.8	1.82	13.57	12HA12
6^{ème} 7^{ème}	35×35	9.8	2.51	11.31	10HA12
8^{ème}	30×30	7.2	1.47	9.05	8HA12

V.2.4. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8 : Calcul des armatures transversales :

Sct (cm ²)	Φ^{min} (Cm)	Vd (KN)	lr (Cm)	t zone crnte	t zone ndl	λ_g	ρ_a	At (cm ²)	Amin courante (cm ²)	Amin nodale (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	Barres
50×50	1.4	52,5	56	10	15	4.28	3.75	0.26	1.47	0.98	3.02	6HA8
45×45	1.2	70,5	48	10	15	4.76	3.75	0.39	2.20	1.47	3.02	6HA8
40×40	1.2	67	48	10	15	5.36	2.5	0.42	1.57	1.04	2.01	4HA8
35×35	1.2	55.4	48	10	15	6.12	2.5	0.4	1.48	1	2.01	4HA8
30×30	1.2	20.8	48	10	15	7.14	2.5	0.17	0.65	0.43	2.01	4HA8

V.2.5. Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL91/99 (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 ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ 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'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

l_f = longueur de flambement.

La vérification au flambement de différents poteaux sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs
RDC	50×50	306	214.2	14.84	0.82	22.24	2304	4.14	1.66271	vérifiée
1 ^{ère} étage										
2 ^{ème} étage	45×45	306	214.2	16.49	0.81	16.84	1849	3.26	1.25064	vérifiée
3 ^{ème} étage										
4 ^{ème} étage	40×40	306	214.2	18.55	0.80	13.57	1444	2.53	0.87281	vérifiée
5 ^{ème} étage										
6 ^{ème} étage	35×35	306	214.2	21.20	0.79	11.31	1089	1.97	0.52367	vérifiée
7 ^{ème} étage										
8 ^{ème} étage	30×30	306	214.2	24.73	0.77	9.05	784	1.37	0.19559	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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

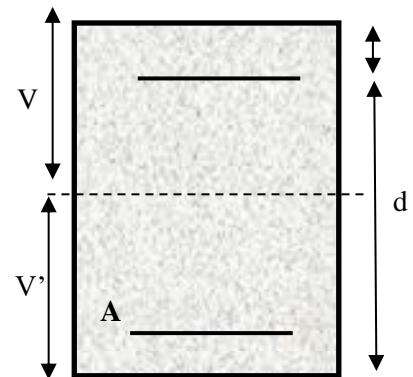
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	RDC 1 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
d (cm)	47	42	37	32	27
A' (cm ²)	11.12	8.42	6.79	5.66	4.53
A (cm ²)	11.12	8.42	6.79	5.66	4.53
V (cm)	25	22.5	20	17.5	15
V'(cm)	25	22.5	20	17.5	15
I _{yy} ' (m ⁴)	0.0068	0.0044	0.0027	0.0017	0.0009
N ^{ser} (KN)	1226,60	922,65	643,98	386,48	144,55
M ^{ser} (KN.m)	7,55	9,61	10,89	10,57	6,81
M _G ^{ser} (KN.m)	7,55	9,61	10,89	10,57	6,81
σ _{bc1} (MPa)	4.61	4.54	4.37	3.81	2.57
σ _{bc2} (MPa)	4.05	3.56	2.77	1.6	0.22
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c). Vérification aux sollicitations tangentés :

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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

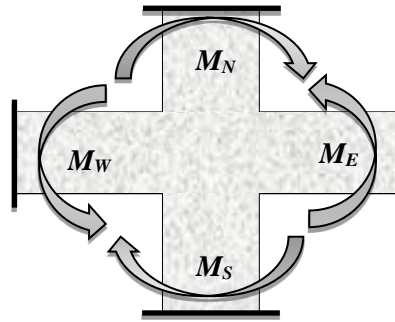
avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
RDC 1 ^{ème} étage	50×50	214.2	4.28	0.04	47	52,53	0.224	1	vérifiée
2 ^{ème} étage 3 ^{ème} étage	45×45	214.2	4.76	0.04	42	70,54	0.373	1	vérifiée
4 ^{ème} étage 5 ^{ème} étage	40×40	214.2	5.36	0.075	37	67	0.453	1.875	vérifiée
6 ^{ème} étage 7 ^{ème} étage	35×35	214.2	6.12	0.075	32	55.41	0.495	1.875	vérifiée
8 ^{ème} étage	30×30	214.2	7.14	0.075	27	20.83	0.257	1.875	vérifiée

d). 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 **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

D'après l'**RPA99/2003 (Art 7.6.2)** cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2, donc pour notre projet on fera la vérification uniquement pour le RDC jusqu'au 6^{ème} niveau.

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC	50×50	45	11.12	174.13
1^{ème} étage				
2^{ème} étage	45×45	40.5	8.42	118.67
3^{ème} étage				
4^{ème} étage	40×40	36	6.79	85.07
5^{ème} étage				
6^{ème} étage	35×35	31.5	5.66	62.04

d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central.

Tableau V.13. Vérification de la zone nodale :

Niveau	Types	S(cm ²)	Z(cm)	A(cm ²)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	1.25(Mw+Me) (KN.m)	Mn+Ms (KN.m)	Obs
RDC	PP	30×40	36	3.39	42.46	42.46	106.15	348.28	vérifiée
	PS	30×40	36	3.39	42.46	42.46	106.15		vérifiée
1^{er} étage	PP	30×40	36	4.52	56.63	56.63	141.58	348.28	vérifiée
	PS	30×40	36	3.39	42.46	42.46	106.15		vérifiée
2^{eme} étage	PP	30×40	36	6.79	85.07	85.07	212.68	237.34	vérifiée
	PS	30×40	36	4.52	56.63	56.63	141.58		vérifiée
3^{eme} étage	PP	30×40	36	6.79	85.07	85.07	212.68	237.34	vérifiée
	PS	30×40	36	4.52	56.63	56.63	141.58		vérifiée
4^{eme} étage	PP	30×40	36	6.79	85.07	85.07	212.68	170.14	non vérifiée
	PS	30×40	36	4.52	56.63	56.63	141.58		vérifiée
5^{eme} étage	PP	30×40	36	5.65	70.78	70.78	176.95	170.14	non vérifiée
	PS	30×40	36	4.52	56.63	56.63	141.58		vérifiée
6^{eme} étage	PP	30×40	36	4.52	56.63	56.63	141.58	124.09	non vérifiée
	PS	30×40	36	4.52	56.63	56.63	141.58		non vérifiée

Conclusion :

On voit bien que la vérification des zones nodales n'est pas vérifiée dans le 4^{ème} 5^{ème} 6^{ème}, ce qui met en danger notre structure car les rotules plastiques se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux il nous faut donc augmenter la section d'aciers des poteaux pour que la vérification des zones nodales soit justifiée :

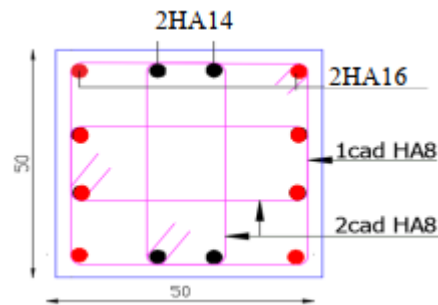
Tableau V.14. Nouveau Ferrailage des poteaux du 4^{ème},5^{ème},6^{ème} :

Niveau	Sections	Aadop (cm ²)	Barres
4^{ème} 5^{ème}	40×40	16.84	8HA14+4HA12
6^{ème}	35×35	16.84	8HA14+4HA12

Tableau V.13. Vérification de la zone nodale après augmentation de section d'acier des poteaux :

Niveau	Types	S(cm ²)	1.25(Mw+Me)(KN.m)	Mn+Ms(KN.m)	Obs
4 ^{eme} étage	PP	30×40	212.68	237.34	vérifiée
	PS	30×40	141.58		vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	30×40	176.95	237.34	vérifiée
	PS	30×40	141.58		vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	30×40	141.58	237.34	vérifiée
	PS	30×40	141.58		vérifiée

V.2.4. Schéma de ferrailage des Poteaux RDC:

**Figure V.3.** Exemple de ferrailage des Poteaux RDC et 1er étage

Les autres ferrailages des poteaux voir l'annexe 2.

V.3. Étude des voiles :

Introduction:

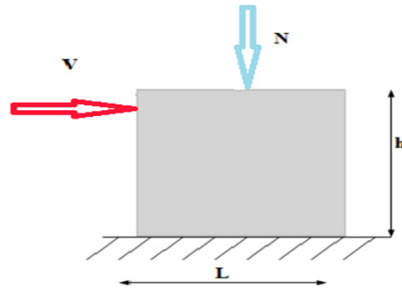
Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- * Rupture par flexion.
- * Rupture en flexion par effort tranchant.
- * Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q±E
- 3) 0.8G±E



FigureV.3: Sollicitations des voiles.

Prescriptions imposées par le RPA99V2003 :

Aciers verticaux :

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - * En zone courante 0,1%.
 - * Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a. \quad S \leq 30 \text{ cm.}$$

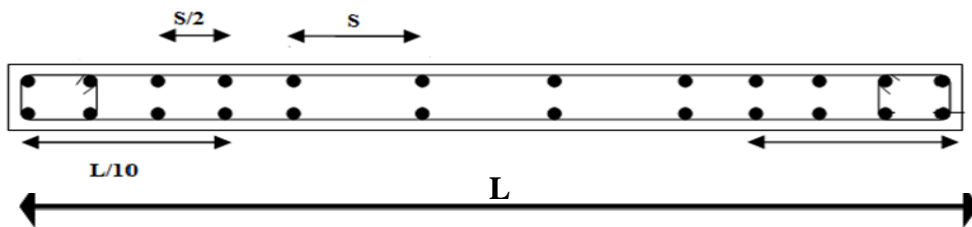


Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ . Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

Aciers transversaux :

Les armateurs transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1,5 \times e \leq 30 \text{cm} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99V2003}$$

e : épaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception de la zone d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.6 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14: Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // à x-x' (L=3.1m).

N	Nmax → Mcorr		Comb	Nmin → Mcorr		Comb	Mmax → Ncorr		Comb	Vmax (KN)
	N (KN)	M (KN)		N (KN)	M (KN)		M (KN)	N (KN)		
RDC	2379,1162	1979,8997	G+Q+Ex Min	-537,272	1962,3965	0.8G+Ex Max	1979,8997	2379,1162	G+Q+Ex Min	-521,139
Etage 01	1834,2524	1432,3806	G+Q+Ex Min	226,824	-1254,234	0.8G+Ex Max	1432,3806	1834,2524	G+Q+Ex Min	-475,449
Etage 02	1436,0932	1105,5191	G+Q+Ex Min	30,3783	861,612	0.8G+Ex Max	1105,5191	1436,0932	G+Q+Ex Min	-448,553
Etage 03	1115,2514	749,5304	G+Q+Ex Min	161,4688	533,7624	0.8G+Ex Max	749,5304	1115,2514	G+Q+Ex Min	-358,917
Etage 04	911,9261	233,378	G+Q+Ex Min	209,0059	17,0004	0.8G+Ex Max	650,6101	878,0032	G+Q+Ex Min	-367,059
Etage 05	701,3116	209,762	G+Q+Ex Min	215,5393	13,2075	0.8G+Ex Max	441,2224	682,0003	G+Q+Ex Min	-279,389
Etage 06	557,7538	188,7114	ELU	193,7146	-162,6531	0.8G+Ex Max	408,9817	538,5614	G+Q+Ex Min	-278,587
Etage 07	391,3993	323,2057	G+Q+Ex Min	121,7262	-95,6735	0.8G+Ex Max	323,2057	391,3993	G+Q+Ex Min	-184,691
Etage 08	245,9792	205,3846	ELU	97,8983	-12,8606	0.8G+Ex Max	281,3269	226,5595	G+Q+Ex Min	-197,267

Tableau V.15 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y-y' (L=3.5m).

N	Nmax → Mcorr		Comb	Nmin → Mcorr		Comb	Mmax → Ncorr		Comb	Vmax (KN)
	N (KN)	M (KN)		N (KN)	M (KN)		M (KN)	N (KN)		
RDC	1361,5908	50,2331	G+Q+Ex Min	184,5461	53,7	0,8G+Ex Max	1359,5649	554,3171	G+Q+Ey Max	-313,77
Etage 01	1201,5813	160,6796	G+Q+Ex Min	202,2824	119,768	0,8G+Ex Max	-1118,872	1150,6064	G+Q+Ey Min	-337,14
Etage 02	1146,1558	967,2814	G+Q+Ey Min	171,4083	865,5961	0,8G+Ey Max	-967,2814	1146,1558	G+Q+Ey Min	-326,66
Etage 03	1007,9582	737,1536	G+Q+Ey Min	150,3564	646,115	0,8G+Ey Max	-737,1536	1007,9582	G+Q+Ey Min	-297,06
Etage 04	889,1424	636,3798	G+Q+Ey Min	133,0911	501,3206	0,8G+Ey Max	-636,3798	889,1424	G+Q+Ey Min	-280,14
Etage 05	706,228	446,6788	G+Q+Ey Min	121,5427	329,5395	0,8G+Ey Max	-446,6788	706,228	G+Q+Ey Min	-234,38
Etage 06	541,9581	349,2216	G+Q+Ey Min	104,7014	208,5078	0,8G+Ey Max	-349,2216	541,9581	G+Q+Ey Min	-203,66
Etage 07	352,8844	210,043	G+Q+Ey Min	76,2415	89,0885	0,8G+Ey Max	-210,043	352,8844	G+Q+Ey Min	-147,4
Etage 08	162,1833	143,8103	G+Q+Ey Min	44,9403	53,696	0,8G+Ey Max	-143,8103	162,1833	G+Q+Ey Min	-104,8

Tableau V.16 : Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2 // à y-y' (L=4.5m)

N	Nmax → Mcorr		Comb	Nmin → Mcorr		Comb	Mmax → Ncorr		Comb	Vmax (KN)
	N (KN)	M (KN)		N (KN)	M (KN)		M (KN)	N (KN)		
RDC	1482,385	-0,2696	ELU	697,1034	439,1051	0,8G+Ex Max	2966,884	858,4991	0,8G+Ey Min	388,42
Etage 01	1345,1411	-11,7615	ELU	625,5376	298,246	0,8G+Ex Max	1972,4873	996,0841	0,8G+Ey Min	272,03
Etage 02	1220,7636	-1220,764	ELU	564,1236	213,813	0,8G+Ex Max	1449,9347	904,2037	0,8G+Ey Min	249,56
Etage 03	1068,1202	-20,9379	ELU	493,8087	147,3783	0,8G+Ex Max	1065,6159	791,3918	0,8G+Ey Min	-229,64
Etage 04	924,0714	-21,9818	ELU	429,3967	99,7806	0,8G+Ex Max	790,3414	684,9538	0,8G+Ey Min	-232,82
Etage 05	754,9041	-19,6015	ELU	354,3614	56,2729	0,8G+Ex Max	531,5226	559,901	0,8G+Ey Min	-207,63
Etage 06	589,1534	-589,1534	ELU	280,5239	28,0934	0,8G+Ex Max	346,8165	437,3968	0,8G+Ey Min	-195,94
Etage 07	404,5328	-2,7025	ELU	196,7441	9,2874	0,8G+Ex Max	182,7306	300,756	0,8G+Ey Min	-146,19
Etage 08	198,2886	33,9536	ELU	97,7086	47,4917	0,8G+Ex Max	-130,7901	144,3975	G+Q+Ey Max	126,32

V.7. Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul V_x // à x-x' (L=3.1m) dans les deux premiers niveaux et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous Nmax et Mcor:

1). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$l = 3,1 \text{ m}, d = 3.05 \text{ m}, e = 0,15 \text{ m}.$

$N_{max} = 2379,1162 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 1979,8997 \text{ KN. m. (Combinaison G+Q+Ex)}.$

$e_G = M/N = 0,83\text{m} < l/2 = 1.55\text{m} \rightarrow$ (le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (2)$

$(a) = (0,337.l - 0,81.d').e.l.f_{bu} = 8.63 \text{ KN.m}$

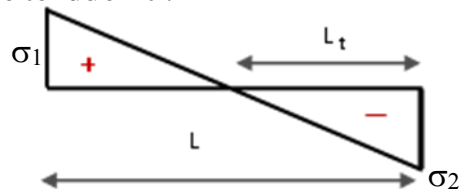
$MUA = M + N.(d - l/2) = 5548.57 \text{ KN.m} \quad (b) = N_u.(d - d') - MUA = 1.59 \text{ KN.m}$

(2) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Section partiellement comprimée	
μ_{bu}	0,2152
α	0,307
$z \text{ (m)}$	2,676
Le pivot est	B
fst (Mpa)	400
A1 (cm²)	51,84
A (cm²)	-7,64
A min (cm²)	6,98
A (cm²)	6,98
A / face (cm²)	3,49

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



FigureV.5 : diagramme des contraintes (SPC)

$$V = 3.1 / 2 = 1.55 \text{ m}$$

$$L_t = L \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2379,116}{0.465} - \frac{1979.899 \times 1.55}{0.37} = -3.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2379,116}{0.465} + \frac{1979.899 \times 1.55}{0.37} = 13.36 \text{ MPa}$$

Donc $L_t = 0.59 \text{ m}$

B). Calcul sous N min et M cor :

N min = -537,2724KN (Traction) → M cor = 1962,396 KN (Combinaison G+Q+Ex).

Armatures verticales :

$$e_G = 3.65 \text{ m} > (l/2) = 1.55 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section entièrement comprimée.

Section partiellement comprimée	
μ_{bu}	0,0449
α	0,057
$z \text{ (m)}$	2,980
Le pivot est	A
fst (Mpa)	400
A1 (cm²)	9,70
A (cm²)	23,13
A min (cm²)	6,98
A (cm²)	23,13
A / face (cm²)	11,57

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 7,01 \text{ Mpa}, \sigma_{\min} = -9,32 \text{ Mpa}, L_t = 1.33 \text{ m}$$

C). Calcul sous Mmax et Ncor

$$\mathbf{M \max} = 1979,899 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{N \text{ cor}} = 2379,1162 \text{ KN (Combinaison G+Q+Ex)}$$

Ce sont les mêmes sollicitations données par **Nmax** et **Mcor** donc on aura les mêmes résultats on opte le ferrailage de la sollicitation la plus défavorable pour le voile $V_x // \text{ à } x-x' L=3.1 \text{ m}$

Le ferrailage max est donné sous la sollicitation **N min** et **M cor**

$$A_V = 23.13 \text{ cm}^2.$$

Vérifications:

$$A_{min}(ZT) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 133 = 3.99 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min}(BAEL) = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 305 \times 15 \times 2.1 / 400 = 5.52 \text{ cm}^2. \text{ (Amin dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{min}(ZC) = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.1\% \times 15 \times (310 - 2 \times 133) = 0.66 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min}(ZG) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 310 = 6.98 \text{ cm}^2. \text{ (Amin en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue: } A_V (ZT) = 23,13 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 11,56 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

$$\text{On opte pour : } 4HA12 + 4HA10 = 13.42 \text{ cm}^2$$

2). Armatures horizontales :

$$V_{max} = -521,1387 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_d}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times (-521,1387)}{0,15 \times 3,05} = -1.59 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm}$$

$$\text{donc } A_h = 1.33 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile V_{x1} // à $x-x'$ ($L=3.1\text{m}$) dans les autres niveaux :

TableauV.17. Ferrailage du voile Vx1 (L=3.1m)

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6,7 et 8ème étage
Section (m2)	0.15 x 3,1	0.15 x 3,1	0.15 x 3,1	0.15 x 3,1
M(KN.m)	639,4746	749,5304	441,2224	188,7114
N(KN)	-24,987	1115,2514	682,0003	557,7538
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	-521,1387	-448,5525	-367,0586	-278,5867
t (MPa)	1.59	1.37	1.12	0,85
tadm =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt (m)	1,33	0	0	0
Av_ZT(cal) (cm2)	23,13	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	3,99	/	/	/
Av_ZT(adop) (cm2)	13.42	/	/	/
Av_ZC(cal) (cm2)	/	20.89	12.36	8,58
Av_ZC(min) (cm2)	0,66	4.65	4.65	4.65
Av_ZC(adop) (cm2)	1,58	16.12	13.35	13.35
Av_ZG(min) (cm2)	6.98	6.98	6.98	6.98
Nbre de barre en ZT Par face	4HA12+4HA10	/	/	/
Nbre de barre en ZC Par face	1HA10	8HA12+9HA10	17HA10	17HA10
St (cm) zone courante	25	25	25	25
St (cm) zone d'about	10	10	10	10
Ah(cal) (cm 2)	1.33	1.14	0,94	0,71
Ah(adop) (cm2)	1,57	1,57	1.01	1.01
Nbre /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.18.Ferraillage du voile Vy1 (L=3.5m)

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6,7 et 8ème étage
Section (m2)	0.15 x 3,5	0.15 x 3,5	0.15 x 3,5	0.15 x 3,5
M(KN.m)	50,2331	967,2814	636,3798	349,2216
N(KN)	1361,5908	1146,1558	889,1424	541,9581
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	-313,77	-326,66	-280,14	-203,66
t (MPa)	0.85	0.88	0.76	0.55
tadm =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt (m)	0	0	0	0
Av_ZT(cal) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(adop) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZC(cal) (cm2)	17.80	22,16	16,11	9,39
Av_ZC(min) (cm2)	7.88	7.88	7.88	7.88
Av_ZC(adop) (cm2)	17.09	17.09	17.09	15.71
Par face				
Av_ZG(min) (cm2)	5.25	5.25	5.25	5.25
Nbre de barre en ZT	/	/	/	/
Nbre de barre en ZC Par face	4HA12+16HA10	4HA12+16HA10	4HA12+16HA10	20HA10
St (cm) zone courante	25	25	25	25
St (cm) zone d'about	10	10	10	10
Ah(cal) (cm 2)	0.71	0.74	0.63	0.46
Ah(adop) (cm2)	1.01	1.01	1.01	1.01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.19. Ferrailage du voile Vy2 (L=4.5m)

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6,7 et 8ème étage
Section (m2)	0.15 x 4.5	0.15 x 4.5	0.15 x 4.5	0.15 x 4.5
M(KN.m)	2966,884	1449,9347	790,3414	346,8165
N(KN)	858,4991	904,2037	684,9538	437,3968
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	388,42	249,56	-232,82	-195,94
t (MPa)	0,81	0.52	0.49	0.41
tadm =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt (m)	0	0	0	0
Av_ZT(cal) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZT(adop) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZC(cal) (cm2)	28.61	19.97	13.19	7.44
Av_ZC(min) (cm2)	10,13	10,13	10,13	10,13
Av_ZC(adop) (cm2)	23,78	21.71	21.71	21.71
Par face				
Av_ZG(min) (cm2)	6,75	6,75	6,75	6,75
Nbre de barre en ZT	/	/	/	/
Nbre de barre en ZC	12HA12+13HA10	6HA12+19HA10	6HA12+19HA10	6HA12+19HA10
Par face		0		
St (cm) zone courante	25	25	25	25
St (cm) zone d'about	10	10	10	10
Ah(cal) (cm 2)	0,68	0.44	0.41	0.34
Ah(adop) (cm2)	1.01	1.01	1.01	1.01
Nbre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, enfin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

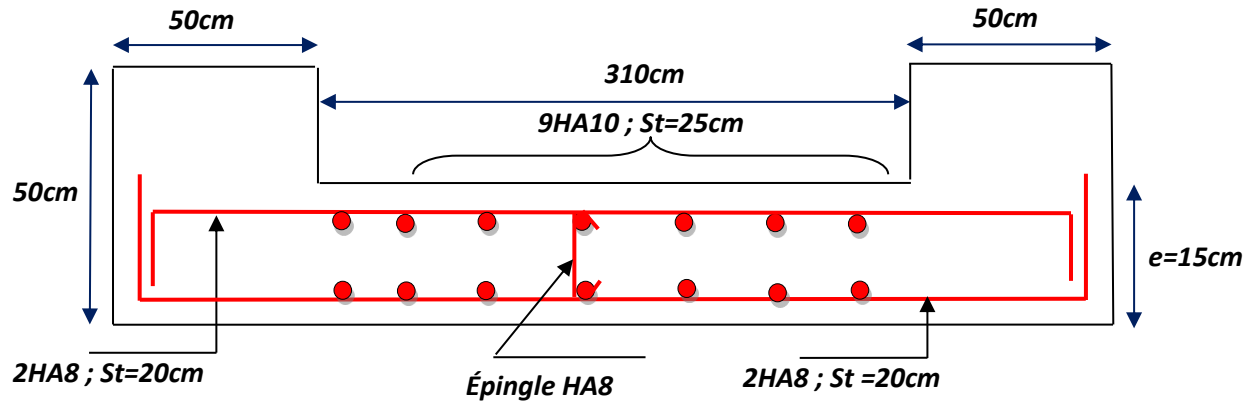


Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile $V_{x1} = 3.1\text{m}$ (RDC+ étage1)

Les autres ferrailages des voiles voir l'annexe 3.

CHAPITRE VI
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol.

Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Pour avoir une bonne tenue de la structure étudiée il faut faire une bonne conception et réalisation de l'infrastructure, c'est pour cela que c'est une partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les Charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fera dans l'ordre suivant :

Semelles isolées, semelles filantes, radier général.

Puis on optera pour le choix qui convient à notre projet.

Selon le rapport du sol mentionné dans le premier chapitre, la contrainte du sol à prendre est 2 bar

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99/ 2003 (Article 10.1.4.1)** et BAEL 91/99, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1) $G + Q \pm E$; 2) $0.8 \times G \pm E$; 3) $1.35G + 1.5Q$; 4) $G + Q$

VI.4. Étude des fondations :**1. Vérification des semelles isolées :**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **ETABS 16**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N = 1226,60 \text{KN}$.

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$.

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times .B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{1226.60}{200}} = 2.48 \text{ m}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

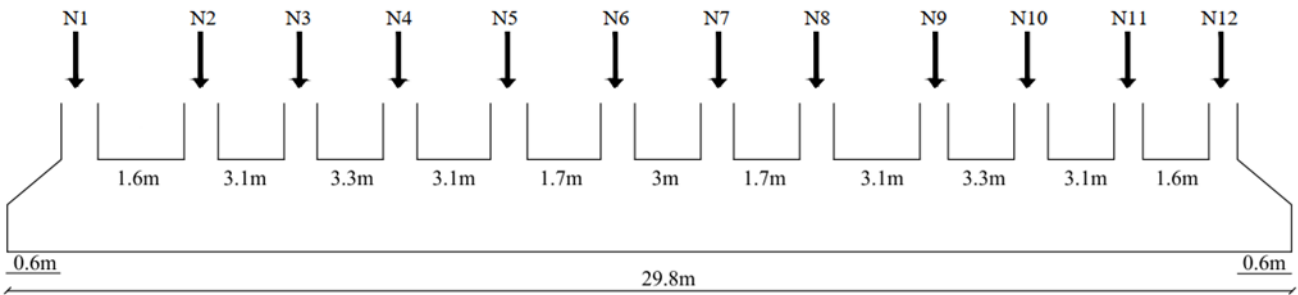


Figure VI.1: Semelle filante.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

D'après le portique le plus sollicité N= 6244.07KN

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{6244.07}{200 \times 29.8} = 1.05 \text{ m} .$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

A. Étude des semelles filantes sous poteaux :

1). Dimensionnement :

- **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{6244.07}{200} = 31.22 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{Total} \times B.$$

$$L_{\text{Total}} = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}}$$

$$L_{\text{débordement}} = 0.6 \text{ m.}$$

$$L = 29.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{31.22}{29.8} = 1.05 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.5 \text{ m.}$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante : $h_t = d + c$;

Avec :

- c : enrobage des armatures ; $c = 5 \text{ cm}$;
- d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

- $$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$$

- $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

$$d = 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ m} \Rightarrow h_t = \mathbf{0,3 \text{ m}}$$

Remarque :

Avec le choix de $d \geq \frac{B-b}{4}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiées.

- **Charges agissantes sur la semelle :**

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans la figure ci-dessous :

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}.$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{Effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 6244.07 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_b \times S \times h \times n$$

Avec :

S : Surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

h : Hauteur de l'avant-poteau, $h = 1.8 \text{ m.}$

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle ; $n = 12$ poteaux.

$$N_{\text{(avant-poteau)}} = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 1.8 \times 12 = 135 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{(semelle)}} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

$$N_{\text{(semelle)}} = 25 \times 29.8 \times 1.5 \times 0.3 = 335.25 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{(remblais)}} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ;$$

$$\gamma_h : \text{ poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{\text{(remblais)}} = 18 \times 29.8 \times 1.5 \times 1.5 = 1206.9 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 7921.23 \text{ KN.}$$

• **Calcul de la surface de la semelle (S) :**

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{7921.23}{200} = 39.61 \text{ m}^2.$$

• **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.6 \text{ m.}$$

$$L = 29.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{39.61}{29.8} = 1.33 \text{ m ; soit : } B = 2 \text{ m.}$$

• **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.60-0.6}{4} \\ \frac{1.60-0.6}{4} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow d \geq 0.375 \text{ m}$$

On prend :

$$d \geq 0.38 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 0.05 + 0.38 = 0.43 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0.45 \text{ m.}$$

2) Le Ferrailage :

a)- Aciers principaux (A_{//B}) :

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec : N_u : Effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte d'acier, $\overline{\sigma}_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$

b) Aciers de répartition (A_{⊥B}) :

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

- **Application numérique :**

On a: $N_u = 8459.59 \text{ KN}$

$B = 1,60\text{m}$; $N_u = 8459.59 \text{ KN}$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 0,40 \text{ cm}$

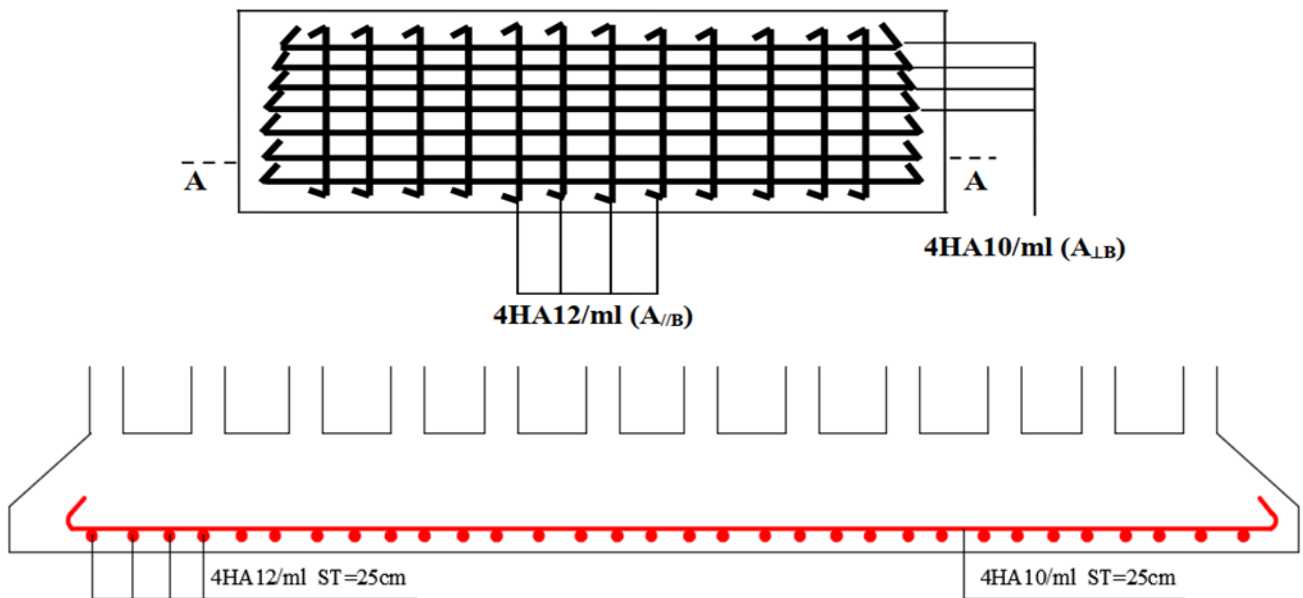
$$A_{/B} = \frac{8459.59 \times 10^{-3} \times (2 - 0.50)}{8 \times 0,38 \times 348} = 120 \text{ cm}^2 = 4.03 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 4HA12/ml = 4.52 cm² avec un espacement de 25cm.

$$A_{\perp B} = \frac{56.90}{3} = 18.97 \text{ cm}^2 = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 4HA10/ml = 3,14cm² avec un espacement de 25cm.

• **Schéma de ferrailage :**



Coupe A-A

Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.

B. Étude des poutres de rigidité :

1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 3.3 \text{ m} \Rightarrow \frac{330}{9} \leq h \leq \frac{330}{6} \Rightarrow 36.67 \leq h \leq 55 \text{ (cm)}$$

Soit : h = 80 cm.

$$b = b_{\text{avant poteau}} \Rightarrow b = 50 \text{ cm}$$

3- Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; \sum N_i = 8459.59 \text{ KN}, L=28.6 \text{ m} \longrightarrow Q=295.79 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul des sollicitations :

• **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations, on applique la méthode Caquot.

• **Poutre de rigidité :**

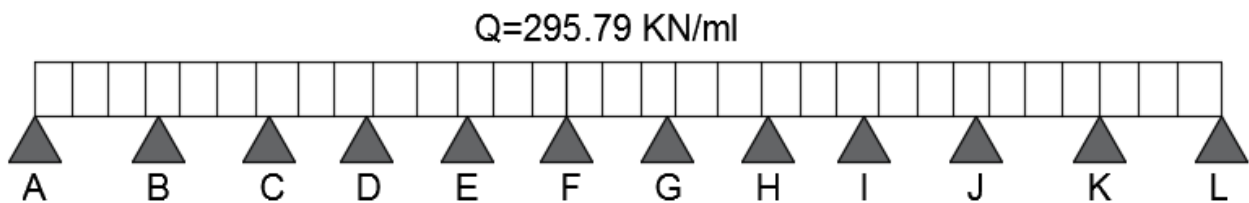


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre de rigidité.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité

Travées	L (m)	qu (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _{max} (KN)
AB	1.6	295.79	29,1249	0	-177,06	355,3
BC	3.1	295.79	140,67	-177,06	-275,30	505,67
CD	3.3	295.79	130,43	-275,30	-280,02	505,98
DE	3.1	295.79	148,61	-280,02	-159,63	512,81
EF	1.7	295.79	-62	-159,63	-174,22	268,50
FG	3	295.79	148,61	-174,22	-174,22	458,68
GH	1.7	295.79	-62	-174,22	-159,63	268,50
HI	3.1	295.79	148,61	-159,63	-280,2	512,81
IJ	3.3	295.79	130,43	-280,02	-275,30	505,98
JK	3.1	295.79	140,67	-275,30	-177,06	505,67
KL	1.6	295.79	29,12	-177,06	0	355,3

5- Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,5 \times 0,75 \times 2,1}{400} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2: Ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t cal (cm ²)	A_a cal (cm ²)	A_t adopt(cm ²)	A_a adopt(cm ²)
AB, EF GH, KL	29,1249	-177,06	4.52	6.94	4HA12 A=4.52	4HA12fil+2HA14chap A=7.6
BC, CD, DE FG, HI, IJ, JK	148,61	-280,02	5.81	11,14	4HA14 A=6.16	4HA14fil+(2HA12+2HA14)chap A=11.5

6- Schéma de ferrailage :

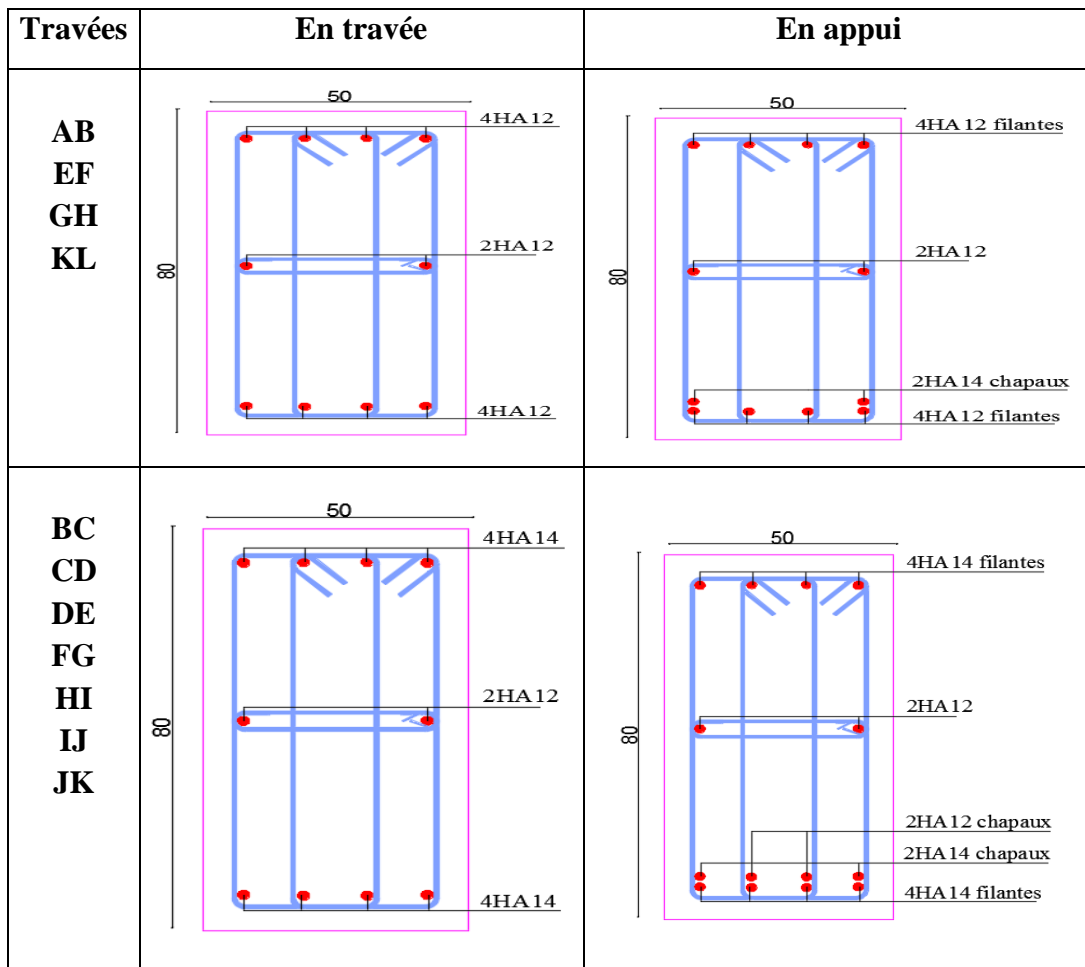


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

VI.6. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la grande capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Cette expérience nous a permis d'approfondir dans notre domaine, connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement, on essaya plusieurs différentes dispositions des voiles pour satisfaire les conditions du système de contreventement mixte donné par le règlement parasismique algérien 99 version 2003 mais en vain, ce qui nous a amenés à adopter un système de contreventement par voiles porteurs en béton armé pour la reprise des charges horizontales dues au séisme car c'est le système qu'on a trouvé le plus adéquat à notre structure. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, la chose qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage.

L'utilisation du logiciel de calcul et d'analyses des structures par éléments finis « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL91/99 en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi pour notre structure au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Sont des semelles filantes.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions issues des différents règlements utilisés apportera de l'aide aux prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie :

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

Schéma de Ferrailage des poutres principales :

niveau	Appuie	Travée
Rdc 8^{ème}		
1^{er} 6^{ème}		
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème}		
5^{ème}		
7^{ème}		

Annexe 2

Schéma de Ferrailage des poutres secondaires :

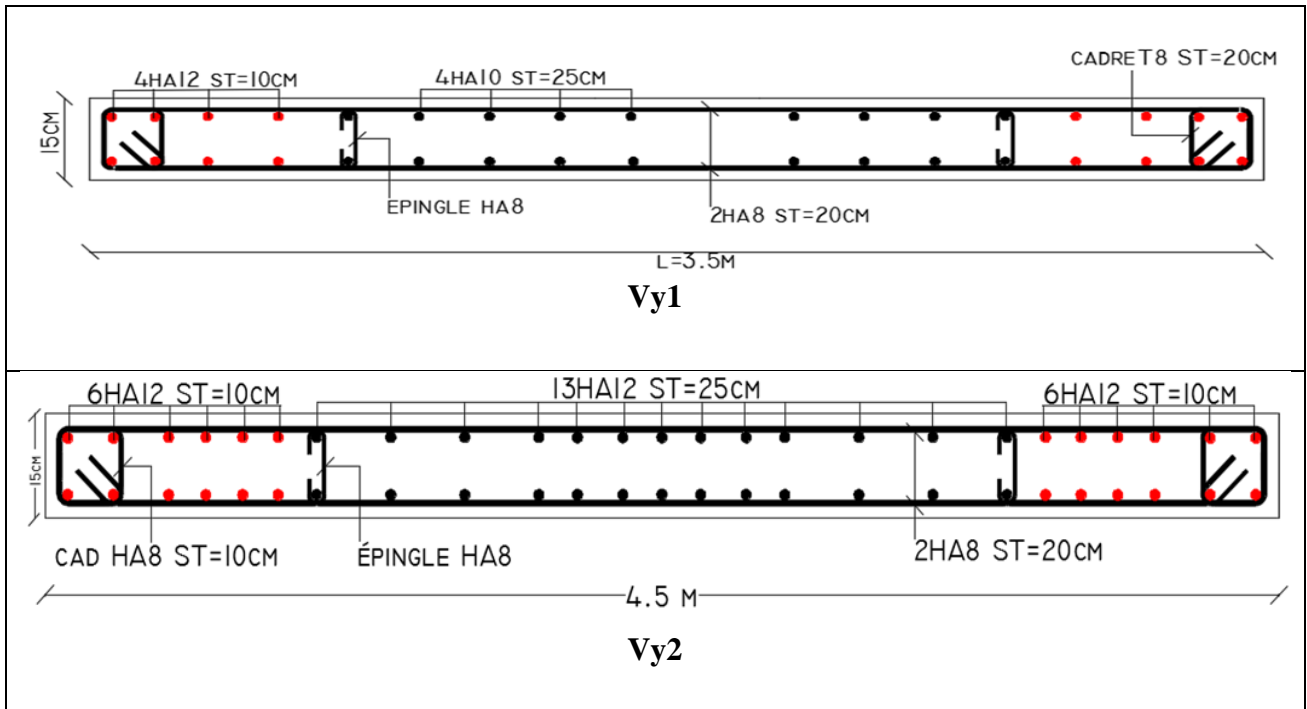
niveau	Appuie	travée
Rdc 1^{ère}		
2^{ème} 3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} 6^{ème} 7^{ème} 8^{ème}		

Schéma de Ferrailages des poteaux :

<p>RDC 1^{er} étage 50×50</p>	<p>2^{ème} 3^{ème} 45×45</p>	<p>4^{ème} 5^{ème} 40×40</p>
<p>6^{ème} 35×35</p>	<p>7^{ème} 35×35</p>	<p>8^{ème} 30×30</p>

Annexe 3

Schéma de ferrailage des voiles :



Annexe 4

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 5

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe 6

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

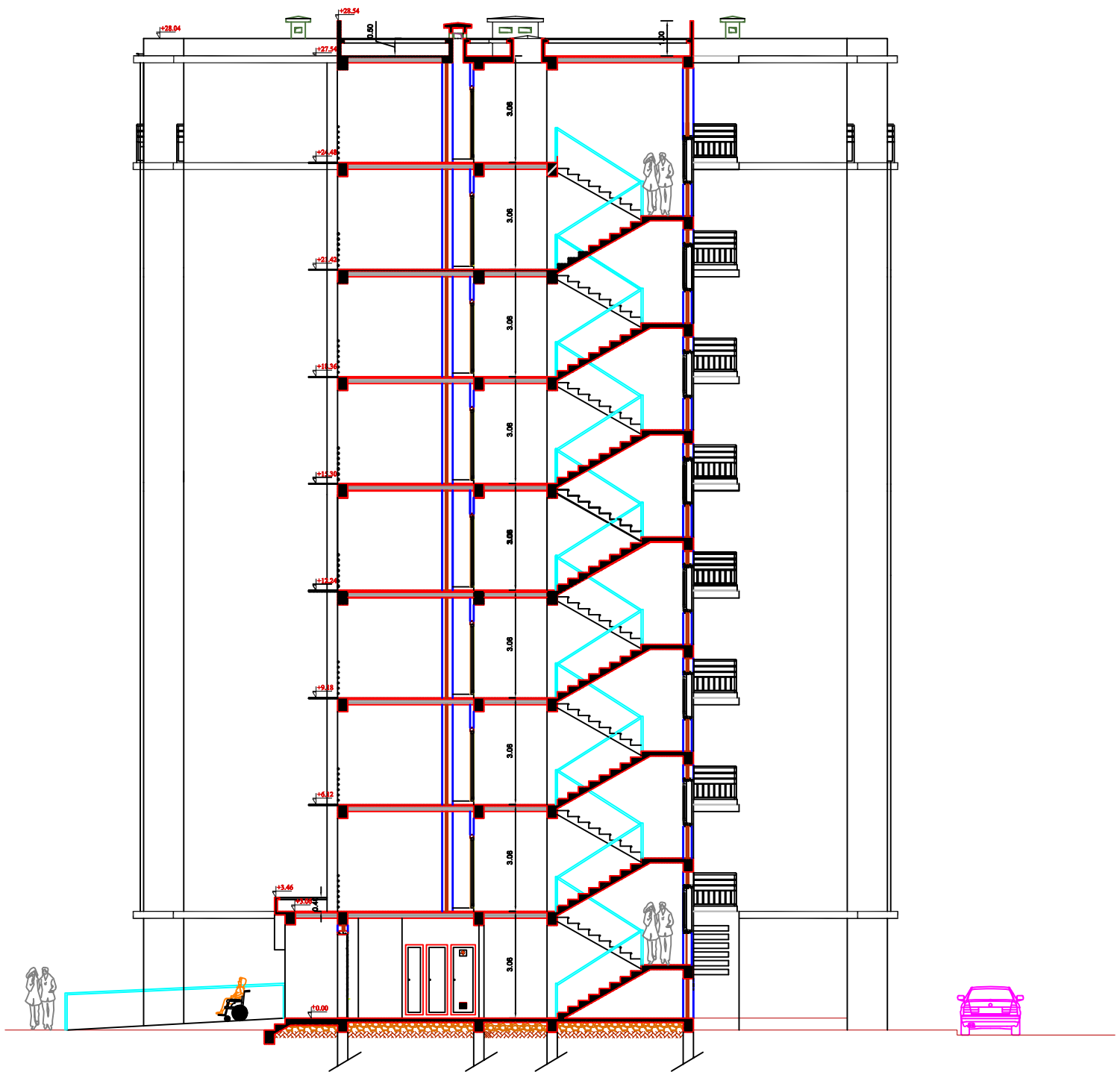
Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

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

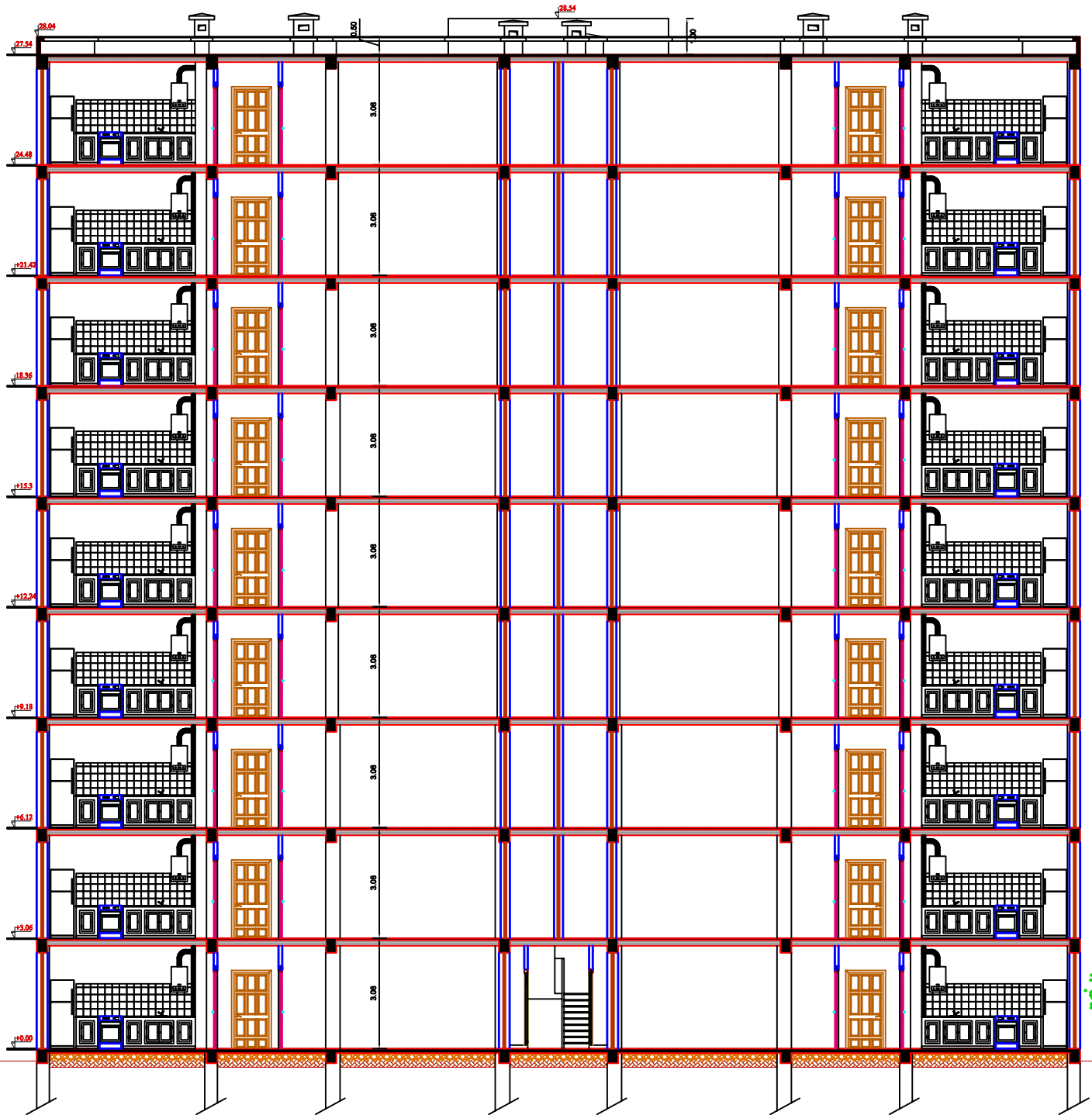
LES PLANS



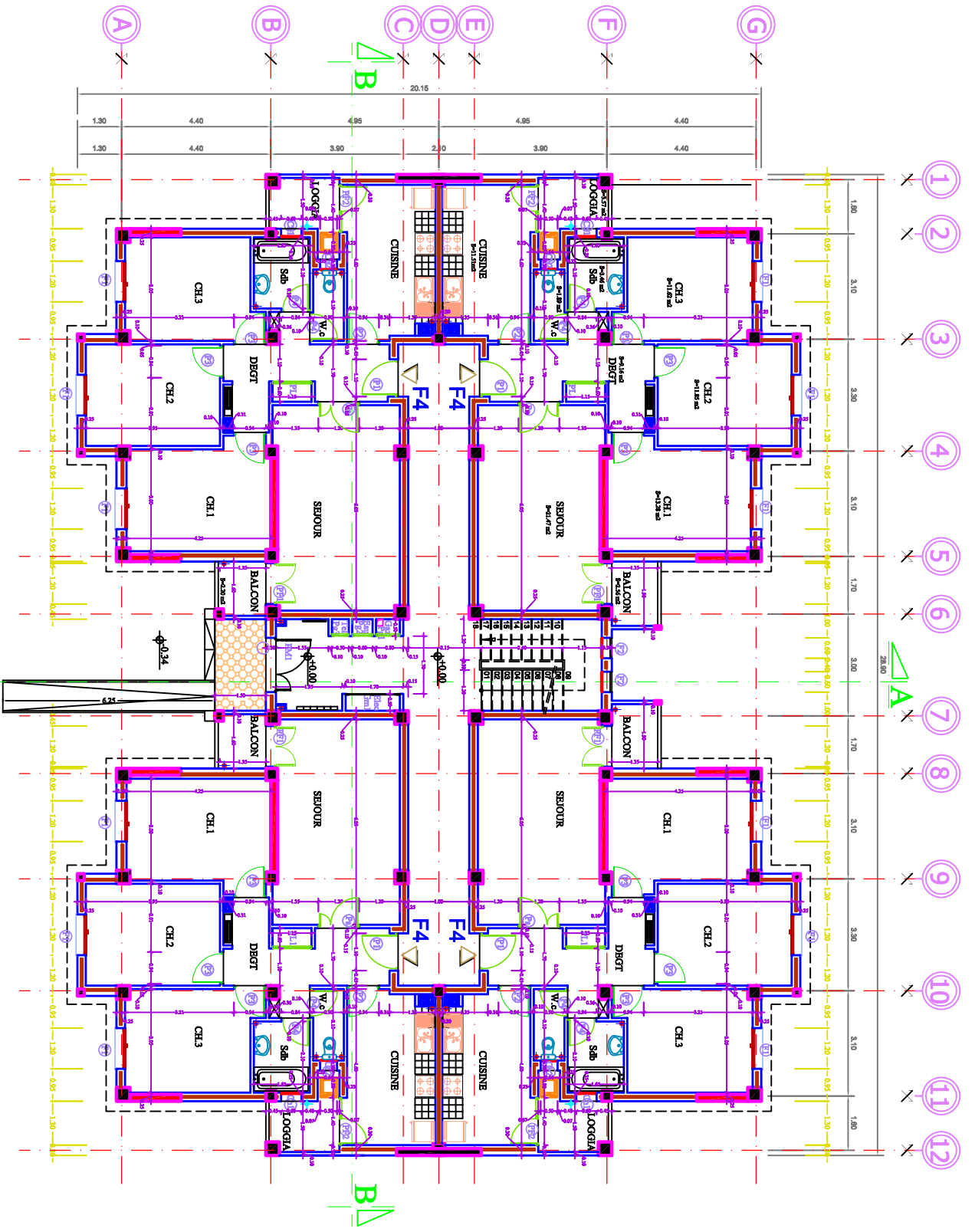
Plan de Façade



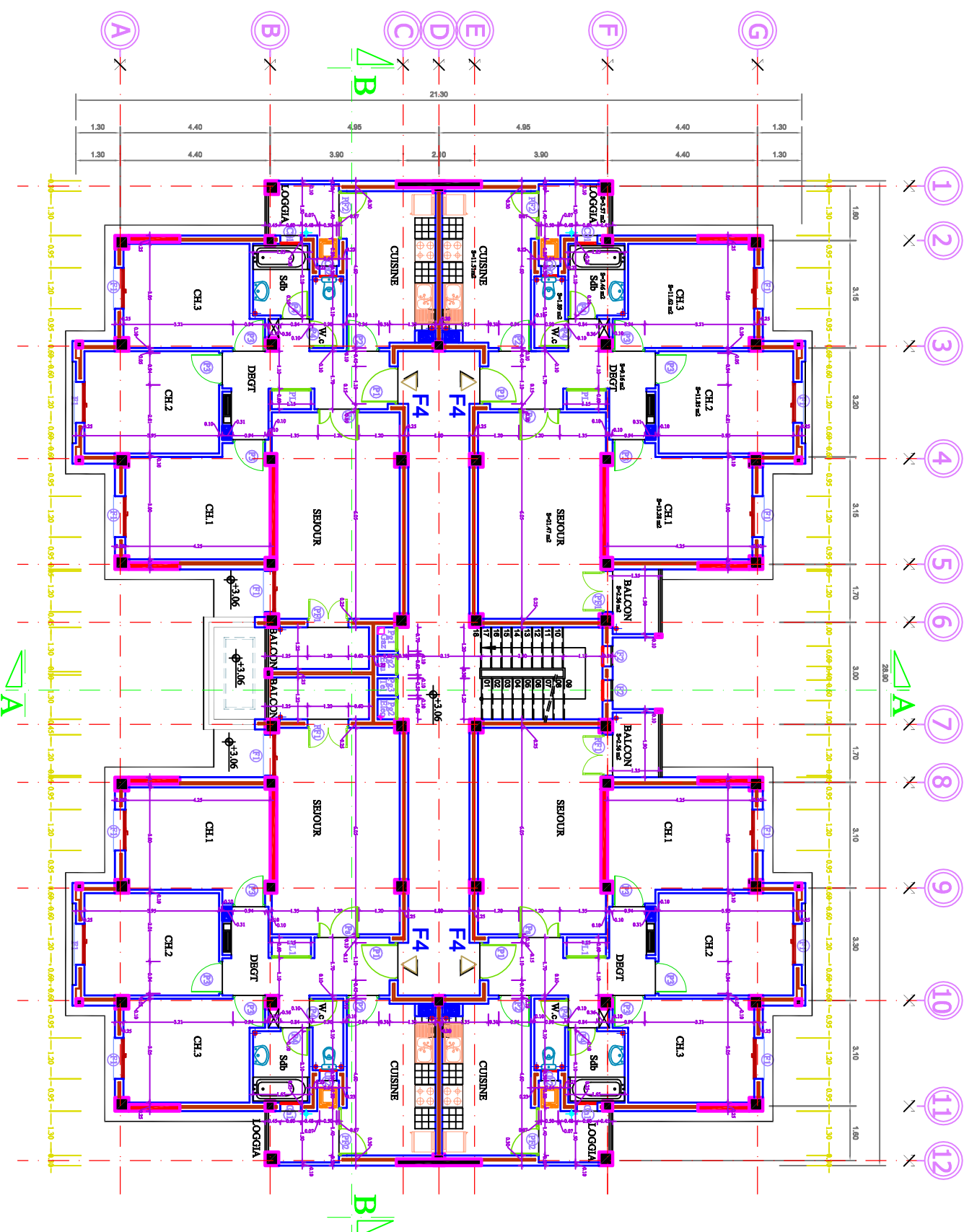
Coupe A-A



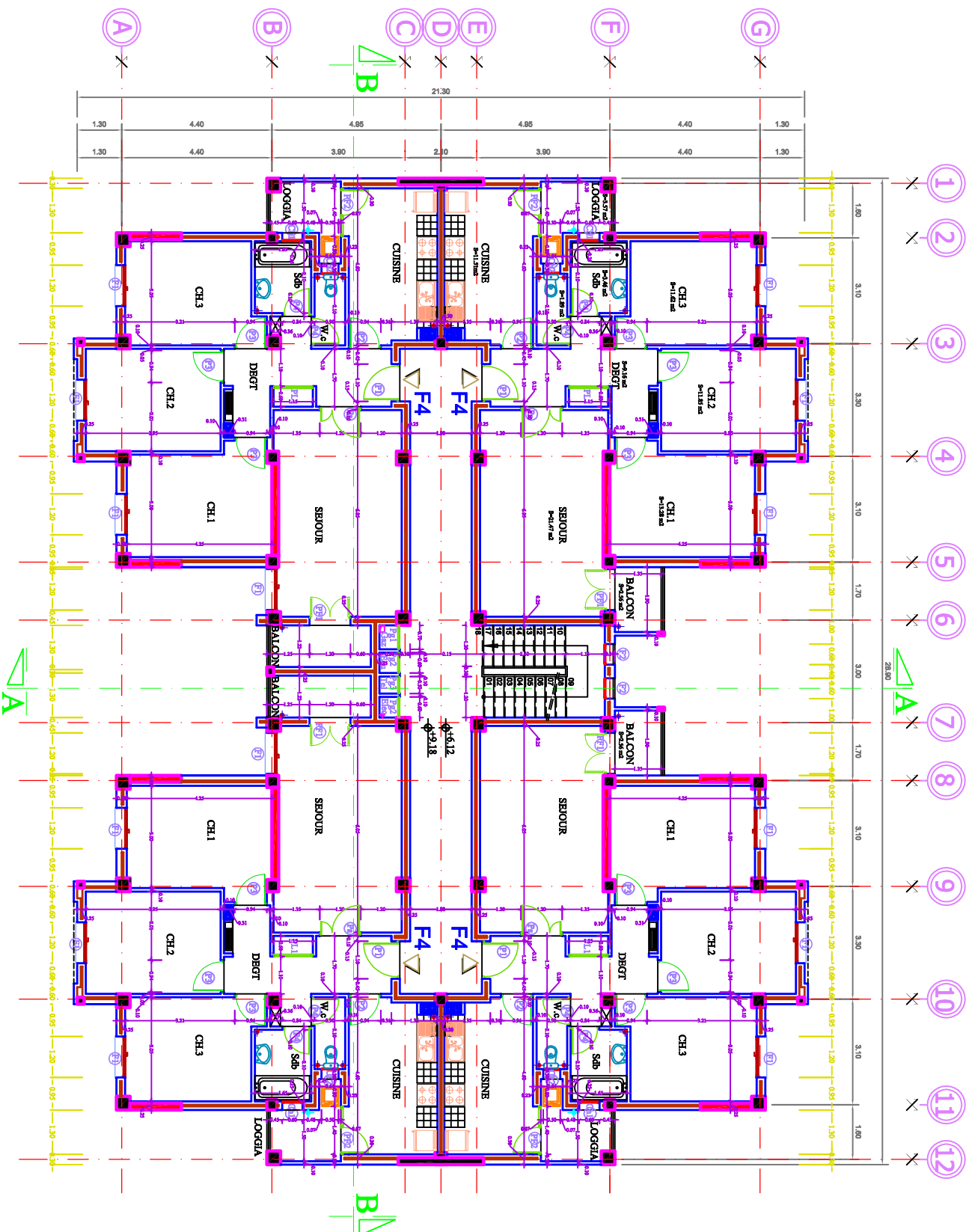
Coupe B-B



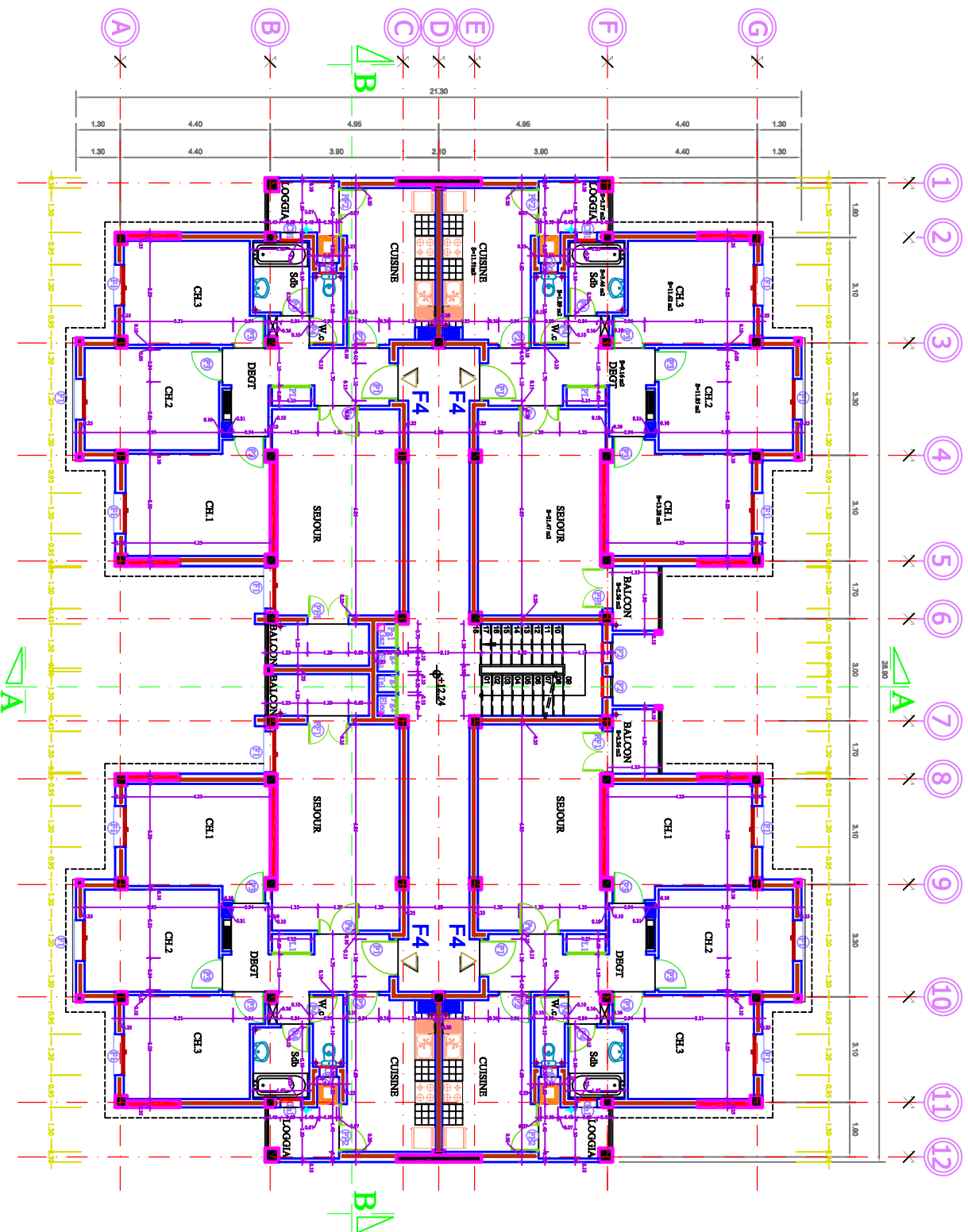
Plan RDC



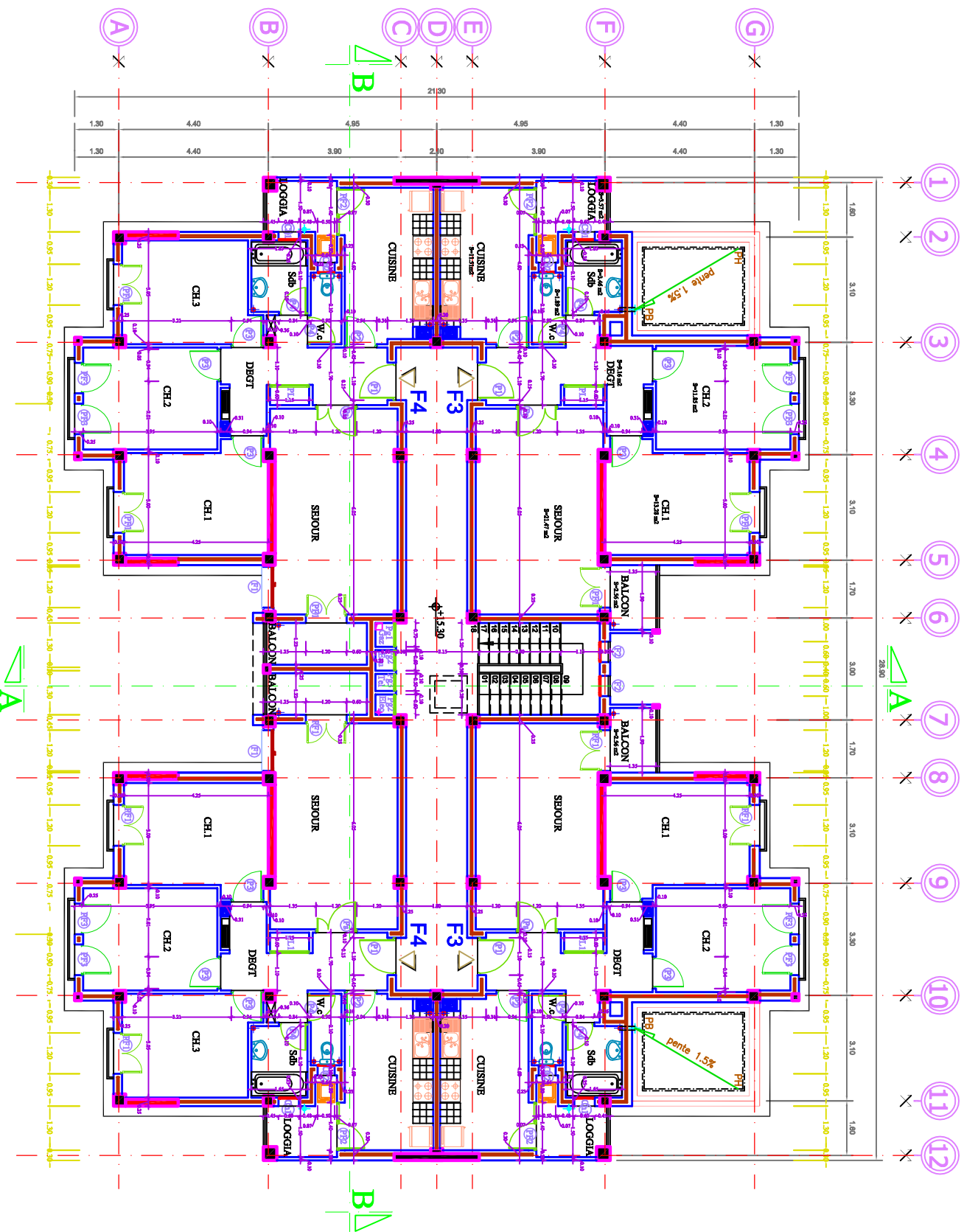
Plan 1er Etage



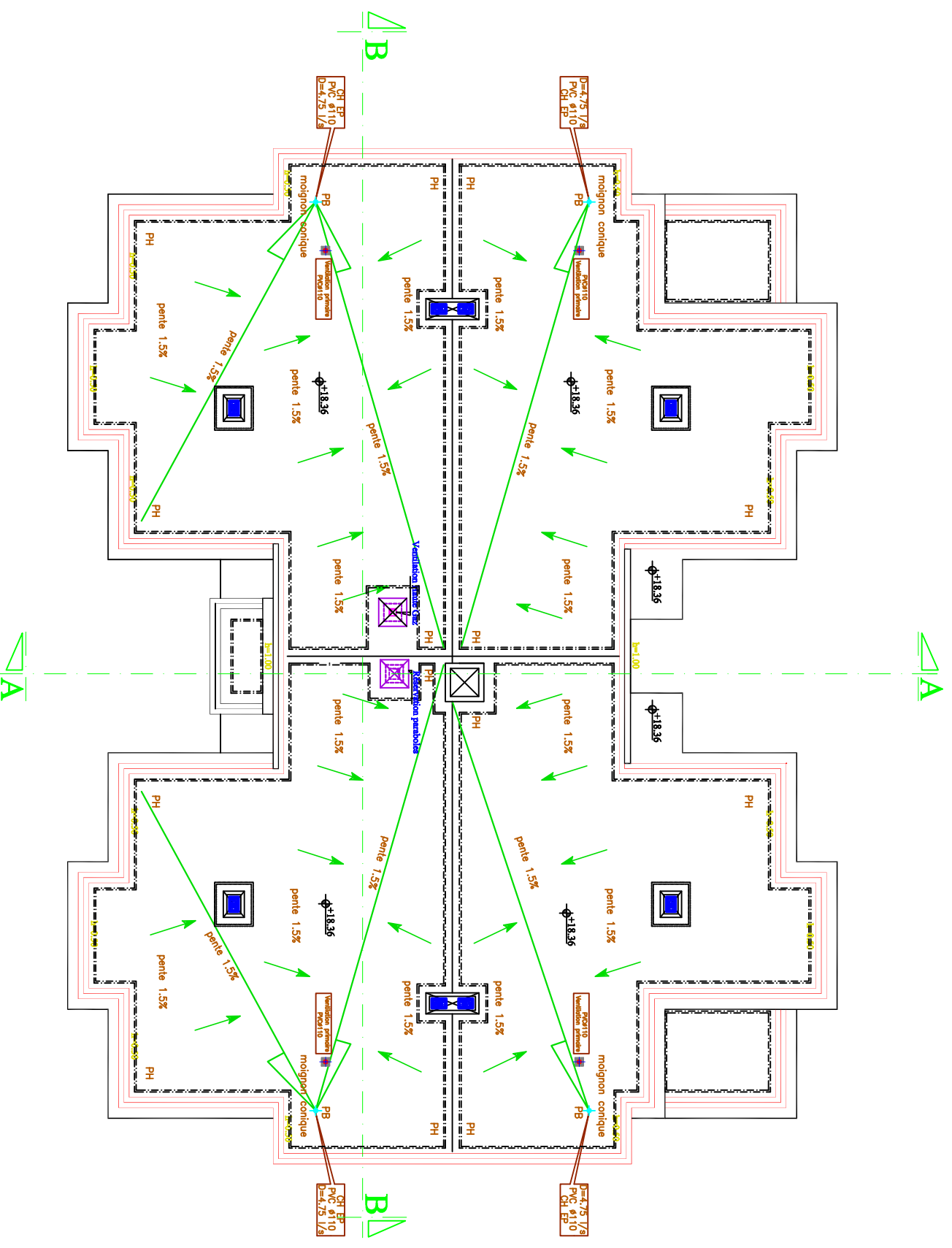
Plan 2,3,4,5&6 ème Etage



Plan 7^{ème} Etage



Plan 8 ème Etage



Plan Terrasse