



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

*République Algérienne Démocratique et  
Populaire*

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la  
recherche scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA-Bejaia*

*Faculté de la technologie*

*Département de Génie Civil*

# *Mémoire de fin d'études*

*En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil*

*Option : Structures*

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+10) en béton armé avec  
sous-sol à usage d'habitation*

Présenté Par :

DJAHIT Rafik .

MESSAOUDI Boussaad.

Encadrant :

Mr. OURTEMACHE Mourad

*Promotion 2023-2024*

# *Remerciements*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.*

*En premier lieu, nos remerciements sont portés tout d'abord envers notre tout puissant seigneur, pour nous avoir donné la force, la patience en vue de faire aboutir ce travail.*

*En second, nous remercions sincèrement Monsieur **OURTEMACHE Mourad** notre encadrant, pour son accompagnement, ses précieux conseils et sa disponibilité tout au long de cette aventure académique. Son expertise et son soutien constant ont été essentiels à l'aboutissement de ce travail.*

*Nous tenons également à remercier tous nos enseignants qui, au fil des années, ont généreusement partagé leurs connaissances avec nous. Leur passion pour l'enseignement et leur dévouement nous ont appris à aimer ce que nous faisons. Nous espérons qu'un jour nous pourrons leur rendre honneur en poursuivant sur cette voie.*

*Nous souhaitons également remercier les membres du jury, qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.*

*Merci à tous.*



## *Dédicaces*

On dédie ce modeste travail

À nos parents,

Pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants. Leur présence à nos côtés a été une source de force et de motivation tout au long de ce parcours.

À nos frères et sœurs,

Pour leur amour, leur soutien et leur patience. Leur présence constante et leurs encouragements ont été une source inestimable de réconfort et de motivation tout au long de ce parcours.

À nos amis, (Hani, Yanis, Bouhou, Arezki, Rafik, Siphax, Billal, Hemou, Amir, Zidane, Sofiane, Massi, Matoub, Walid, Fares,L) et tous ceux qui ont aidé de prêt ou de loin à la réalisation de ce projet

Pour leur amitié, leurs conseils et leurs moments de partage. Leur soutien a été une source précieuse de réconfort et d'inspiration.

À tous ceux qui ont cru en nous,

Votre confiance et votre encouragement nous a permis de surmonter les défis et de persévérer dans la réalisation de ce travail.

DJAHIT Rafik & MESSAOUDI Boussaad

# Table des matières

## **Introduction générale**

### **Chapitre 1 : Généralité et définitions**

1. Présentation de l'ouvrage.....	1
1.1. Caractéristique géométrique de la structure.....	3
1.2. Données du site.....	4
1.3. Les systèmes de contreventement.....	4
1.4. Les éléments d'une structure en béton armé.....	4
2. Transmission des charges.....	6
3. Les étapes de calcul d'un élément.....	7
4. Règlements, normes et documents utilisés.....	8
5. Combinaisons d'actions.....	8
5.1. Combinaison d'action à l'ELU.....	8
5.2. Combinaisons d'action à l'ELS.....	9
6. Hypothèses de calcul.....	9

### **Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments**

Introduction.....	10
1. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	10
1.1. Plancher à corps creux.....	10
1.2. Plancher dalle pleine.....	14
1.3. Les escaliers.....	16
1.3.1. Pré dimensionnement des escaliers.....	17
1.4. Acrotère.....	19
2. Pré-dimensionnement des éléments principaux.....	19
2.1. Les poutres.....	19
2.2. Les voiles.....	20
2.3. Les poteaux.....	21
3. Evaluation des charges et des surcharges.....	21
3.1. Conclusion.....	30

### **Chapitre 3 : étude des éléments secondaires**

Introduction.....	31
1. Plancher à corps creux.....	31
1.1. Choix de la méthode de calcul.....	32
1.2. Les sollicitations les plus défavorables.....	41
1.3. Ferrailage des poutrelles.....	42
2. Plancher dalle pleine.....	55
2.1. Données de différentes dalles.....	55
2.2. Exemple de calcul DP1 (4 appuis) .....	55
2.3. Exemple de calcul DP8 (3 appuis) .....	60
2.4. Exemple de calcul DP7 (balcon).....	62

2.5. Exemple de calcul DP5.....	65
3. Etude de l'escalier.....	67
3.1. Schéma statique de l'escalier.....	67
3.2. Calcul des sollicitations.....	68
3.3. Ferrailage de l'escalier.....	68
3.4. Vérifications nécessaires.....	69
3.5. Etude de la poutre palière.....	71
4. Etude de la poutre de chaînage.....	74
4.1. Sollicitations.....	74
4.2. Ferrailage de la poutre.....	75
4.3. Vérification du cisaillement.....	75
4.4. Armatures transversales.....	75
4.5. Vérification des armatures inférieures vis-à-vis l'effort tranchant.....	75
4.6. Vérification à l'ELS (FPN).....	76
5. Etude de l'acrotère.....	76
5.1. Sollicitations.....	76
5.2. Ferrailage de l'acrotère.....	77
5.3. Armatures de répartitions.....	77
5.4. Vérification du cisaillement.....	77
5.5. Vérification à l'ELS.....	78
Conclusion.....	78

#### **Chapitre 4 : étude dynamique**

Introduction.....	79
1. Modélisation.....	79
2. Analyse sismique.....	81
2.1. Méthodes de calcul de la force sismique.....	81
2.2. Disposition des voiles.....	86
2.3. Mode de vibration et participation modale.....	86
2.4. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base.....	89
2.5. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	90
2.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	91
2.7. Justification vis-à-vis les déformations.....	92
2.8. Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ .....	93
Conclusion.....	95

#### **Chapitre 5 : ferrailage des éléments structuraux**

Introduction.....	96
1. Etude des poteaux.....	96
1.1. Exemple de calcul de ferrailage du poteau RDC (65 × 60).....	97
1.2. Calcul des poteaux.....	102
2. Etude des poutres.....	105
2.1. Ferrailage des poutres.....	106
3. Etude des voiles.....	117

3.1. Méthode de calcul pour le ferrailage.....	118
3.2. Calcul du ferrailage du voile.....	118

## **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

Introduction.....	123
1. Critère de choix et type de fondations.....	123
2. Combinaisons d'action à considérer.....	123
3. Choix de type de fondation.....	124
4. Etude du radier nervuré .....	124
4.1. Dimensionnement du radier .....	124
5.	
Ferrailage.....	130
5.1. Ferrailage du radier.....	130
5.2. Etude des nervures.....	133
6. Etude du voile périphérique.....	140
6.1. Evaluation des charges et surcharges.....	141
6.2. Calcul des sollicitations.....	141
6.3. Ferrailage à l'ELU.....	143
6.4. Vérifications nécessaires.....	143

## **Conclusion générale**



## Listes des figures

### **Chapitre 1 :**

Figure 1.1. Plan du sous-sol .....	1
Figure 1.2. Plan du RDC.....	2
Figure 1.3. Plan du 1 <sup>er</sup> étage.....	3

### **Chapitre 2 :**

Figure 2.1. Disposition des poutrelles au RDC.....	11
Figure 2.2. Disposition des poutrelles étage 1.....	11
Figure 2.3. Disposition des poutrelles étage 2 à 10.....	12
Figure 2.4. Plancher à corp creux.....	12
Figure 2.5. Dimensions des poutrelles.....	13
Figure 2.6. Les éléments principaux d'un escalier.....	16
Figure 2.7. Vue en plan de l'escalier .....	17
Figure 2.8. Coupe A-A.....	18
Figure 2.9. Coupe de l'acrotère.....	19

### **Chapitre 3 :**

Figure3.1. Les moments aux appuis.....	34
Figure3.2. Diagramme des sollicitations de la poutrelle étagecourant (commerce).....	36
Figure3.3. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	54
Figure3.4. schéma de ferrailage de la dalle pleine1.....	59
Figure3.5. Schéma statique de l'escalier.....	67

#### **Chapitre 4 :**

Figure 4.1. Modélisation 3d de la structure sur ETABS 2016.....	80
Figure 4.2. Spectre de réponse.....	82
Figure 4.3. disposition des voiles.....	86
Figure 4.4. Premier mode de vibration $T = 1,053s$ .....	88
Figure 4.5. Deuxième mode de vibration $T = 0,968s$ .....	88
Figure 4.6. Troisième mode de vibration $T = 0,802s$ .....	89
Figure 4.7. Déplacement de la structure suivant l'axe x.....	93
Figure 4.8. Déplacement de la structure suivant l'axe y.....	93

#### **Chapitre 5 :**

Figure 5.1. Schéma de ferrailage du poteau RDC.....	105
Figure 5.2. Appui de la poutre.....	107
Figure 5.3. Travée de la poutre.....	107
Figure 5.4. ferrailage de la poutre .....	110
Figure 5.5. sections de la poutre.....	110
Figure 5.6. Poutres cisillées.....	113
Figure 5.7. Zone nodale.....	114
Figure 5.8. Schéma de ferrailage du voile Y.....	121

#### **Chapitre 6 :**

Figure 6.1. résultats donnés par Socotec.....	126
Figure 6.2. La zone d'impacte de la charge concentrée.....	128
Figure 6.3. schéma des lignes de ruptures.....	133
Figure 6.4. les charges transmises à la nervure x-x.....	134
Figure 6.5. les charges transmises à la nervure y-y.....	134
Figure 6.6. schéma statique de la nervure selon x-x.....	135

Figure 6.7. schéma statique de la nervure selon y-y.....	135
Figure 6.8. Section à ferrailer.....	137
Figure 6.9. poussée des terres.....	140
Figure 6.10. répartition des contraintes sur le voile.....	141

## Liste des tableaux

### Chapitre 1 :

Tableau 1.1. Caractéristiques béton-acier.....	9
------------------------------------------------	---

### Chapitre 2 :

Tableau 2.1. Pré-dimensionnement des dalles pleines.....	14
Tableau 2.2. Evaluation des charges et surcharge acrotère.....	19
Tableau 2.3. Pré dimensionnement des poutres.....	20
Tableau 2.4. Pré dimensionnement des voiles.....	20
Tableau 2.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	21
Tableau 2.6. Évaluation des charges plancher TI à corps creux.....	21
Tableau 2.7. Évaluation des charges plancher étage courant à corps creux.....	22
Tableau 2.8. Evaluation des charges plancher TI à dalle pleine.....	22
Tableau 2.9. Évaluation des charges sur balcon dalle pleine.....	22
Tableau 2.10. Evaluation des charges sur plancher courant en dalle pleine.....	23
Tableau 2.11. Evaluation des charges sur la volée.....	23
Tableau 2.12. Evaluation des charges sur le palier.....	23
Tableau 2.13. Evaluation des charges sur murs extérieures.....	24
Tableau 2.14. Poids des éléments structuraux.....	25
Tableau 2.15. Décence de charges.....	26
Tableau 2.16. Vérification de l'effort de compression.....	28
Tableau 2.17. Vérification du flambement du poteau.....	29
Tableau 2.18. Dimensions des poteaux.....	30

### Chapitre 3 :

Tableau 3.1. Les différents types de poutrelles.....	31
------------------------------------------------------	----

Tableau 3.2. Moments isostatiques.....	33
Tableau 3.3. Moments aux appuis.....	34
Tableau 3.4. Moments en travées.....	35
Tableau 3.5. Diagrammes des sollicitations des différents types de poutrelles.....	37
Tableau 3.6. Sollicitations de ferrailage.....	41
Tableau 3.7. Ferrailage de l'appui intermédiaire.....	42
Tableau 3.8. Vérification ELS en appui intermédiaire.....	45
Tableau 3.9. Vérification de la flèche avec la nouvelle section d'acier.....	49
Tableau 3.10. Calcul à l'ELU.....	49
Tableau 3.11. Vérification ELS en appui intermédiaire.....	52
Tableau 3.12. Vérification de la flèche.....	53
Tableau 3.13. Données de différentes dalles.....	55
Tableau 3.14. Ferrailage de la dalle F.S.....	56
Tableau 3.15. Contraintes du béton.....	57
Tableau 3.16. Vérification de la flèche de la dalle pleine.....	58
Tableau 3.17. Ferrailage de la dalle F.S.....	60
Tableau 3.18. Contraintes du béton.....	62
Tableau 3.19. Ferrailage de la console.....	63
Tableau 3.20. Ferrailage de DP5.....	66
Tableau 3.21. Contraintes du béton.....	66
Tableau 3.22. Ferrailage des dalles.....	67
Tableau 3.23. Ferrailage de l'escalier à la flexion simple.....	68
Tableau 3.24. Contrainte de béton.....	69
Tableau 3.25. Flèche de l'escalier.....	70
Tableau 3.26. Ferrailage de la poutre palière F.S.....	72
Tableau 3.27. Ferrailage et vérification de la poutre palière.....	73
Tableau 3.28. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	75
Tableau 3.29. Les charges agissantes sur l'acrotère en situation courante.....	76
Tableau 3.30. Calcul de la charge sismique.....	76
Tableau 3.31. Sollicitation de différentes combinaisons.....	77

Tableau 3.32. Ferrailage de l'acrotère .....	77
Tableau 3.33. Vérification du cisaillement.....	78
Tableau 3.34. Vérification des contraintes.....	78

#### **Chapitre 4 :**

Tableau 4.1. Valeur des pénalités $Pq$ .....	85
Tableau 4.2. Effort tranchant à la base .....	85
Tableau 4.3. Période et taux de participation massique de la structure.....	86
Tableau 4.4. Facteur de direction modale.....	87
Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	89
Tableau 4.6. Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration.....	89
Tableau 4.7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	90
Tableau 4.8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	90
Tableau 4.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	91
Tableau 4.10. Vérification du déplacement relatif.....	92
Tableau 4.11. Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$ .....	94
Tableau 4.12. Dimension des éléments structuraux.....	95

#### **Chapitre 5 :**

Tableau 5.1. Section du poteaux et d'armature minimale et maximale.....	97
Tableau 5.2. Ferrailage des poteaux.....	102
Tableau 5.3. Vérification du cisaillement.....	103
Tableau 5.4. Ferrailage transversal.....	103
Tableau 5.5. Vérification des contraintes de béton.....	104
Tableau 5.6. Vérification du flambement des poteaux.....	104
Tableau 5.7. Sollicitations appliquées sur les poutres.....	106
Tableau 5.8. Armatures longitudinales de la poutres principale RDC.....	107

Tableau 5.9. État limite de compression de béton.....	109
Tableau 5.10. Ferrailage longitudinale de toutes les poutres.....	111
Tableau 5.11. Vérification du cisaillement.....	112
Tableau 5.12. Armatures inférieures vis-à-vis les efforts tranchants.....	112
Tableau 5.13. Vérification des contraintes limites du béton.....	112
Tableau 5.14. Les sections d'armatures des poteaux .....	114
Tableau 5.15. Les sections d'armatures des poutres.....	115
Tableau 5.16. La vérification des zones nodales dans le sens principales.....	115
Tableau 5.17. La vérification des zones nodales dans le sens secondaire.....	116
Tableau 5.18. Nouvelles sections adoptée pour les poteaux.....	116
Tableau 5.19. Vérification de la zone nodale après augmentation de section.....	117
Tableau 5.20. Sollicitations des voiles.....	117
Tableau 5.21. Contrainte maximale et minimale.....	121
Tableau 5.22. Décomposition des voiles en bandes.....	121
Tableau 5.23. Contraintes moyennes.....	122
Tableau 5.24. Effort et ferrailage.....	122
Tableau 5.25. Cisaillement et ferrailage horizontal.....	122

## **Chapitre 6 :**

Tableau 6.1. Ferrailage du radier.....	131
Tableau 6.2. Vérifications des contraintes.....	132
Tableau 6.3. Calcul de ferrailage à l'ELS.....	132
Tableau 6.4. Vérification des contraintes après augmentation de ferrailage.....	132
Tableau 6.5. Chargement sur les travées du sens x-x.....	135
Tableau 6.6. Le chargement sur la travée selon le sens y-y.....	136
Tableau 6.7. Sollicitations dans les nervures à l'ELU.....	136
Tableau 6.8. Sollicitations dans les nervures à l'ELS.....	137
Tableau 6.9. Ferrailage des nervures.....	138
Tableau 6.10. Vérification des contraintes.....	139

Tableau 6.11. Ferrailage à l'ELS.....	139
Tableau 6.12. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures...	140
Tableau 6.13. Ferrailage du voile.....	143
Tableau 6.14. Contraintes du béton.....	144
Tableau 6.15. Ferrailage à l'ELS.....	144
Tableau 6.16. Vérification des contraintes.....	145

## Tableau des symboles et notation

Symbol	Notations
$A_r$	Aire d'une section d'acier de répartition
$A_t$	Aire d'une section d'acier transversal
$A_s$	Aire d'une section d'acier
$B$	La largeur (m)
$B_r$	Section réduite du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$E_{vj}$	Module déformation différée du béton à l'âge de j jour
$E_{ij}$	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
$f_{cj}$	Résistance caractéristique de compression à j jour
$f_{tj}$	Résistance caractéristique de traction à j jour
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$G$	Charges permanente
$Q$	Charges d'exploitation
$E$	Action accidentelle
$q_u$	Charges réparties ultime
$q_s$	Charges réparties de service
$I$	Moment d'inertie
$M_u$	Moment de calcul ultime
$M_s$	Moment de calcul de service
$N_u$	Effort normal ultime
$N_s$	Effort normal de service
$V$	Effort tranchant
$S$	Surface plane de la structure
$d$	Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée
$e$	Epaisseur
$L$	Longueur
$L_r$	Longueur de recouvrement
$L_f$	Longueur de flambements
$I$	rayon de giration
$\lambda$	élancement
$\mu_{bu}$	Moment ultime réduit
$\nu$	coefficient de poisson
$\sigma_{bc}$	contrainte du béton a la compression
$\sigma_s$	contrainte de l'acier a la traction
$\theta_t$	diamètre des armatures transversales

$\tau$	contrainte tangentielle de cisaillement
$\eta$	coefficient de fissuration
$l_r$	longueur de recouvrement
$\xi_{bc}$	raccourcissement relatif de l'acier du béton
$\xi_s$	allongement relatif de l'acier tendue
$\gamma_b$	coefficient de sécurité du béton
$\gamma_s$	coefficient de sécurité de l'acier
$\gamma$	poids spécifique déjaugé
$A$	coefficient d'accélération de la zone
$C_T$	coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage
$C_u$	la cohésion du sol
$D$	facteur d'amplification dynamique
ELS	état limite de service
ELU	état limite ultime
$F_s$	coefficient de sécurité
$Q$	facteur de qualité
$R$	coefficient de comportement global
$N$	charges concentrées appliquées ELS ELU
$S_{rad}$	surface du radier
$S_{bat}$	surface totale du bâtiment
$S_t$	espacement des armatures
$W$	poids propre de la structure
$W_{Qi}$	poids due aux charges d'exploitation
$W_{Gi}$	poids due aux charges permanentes
$z$	bras de levier
$f$	flèche
$F_e$	limite d'élasticité
$h_t$	hauteur totale du radier
$h_n$	hauteur à partir de la base jusqu'au dernier niveau de la structure
$\sigma$	contrainte normale
$\varphi$	angle de frottement du sol
$\sigma_{adm}$	contrainte admissible au niveau de la fondation
$\xi$	pourcentage d'amortissement critique
$h_t$	hauteur de la nervure



*CHAPITRE 1*

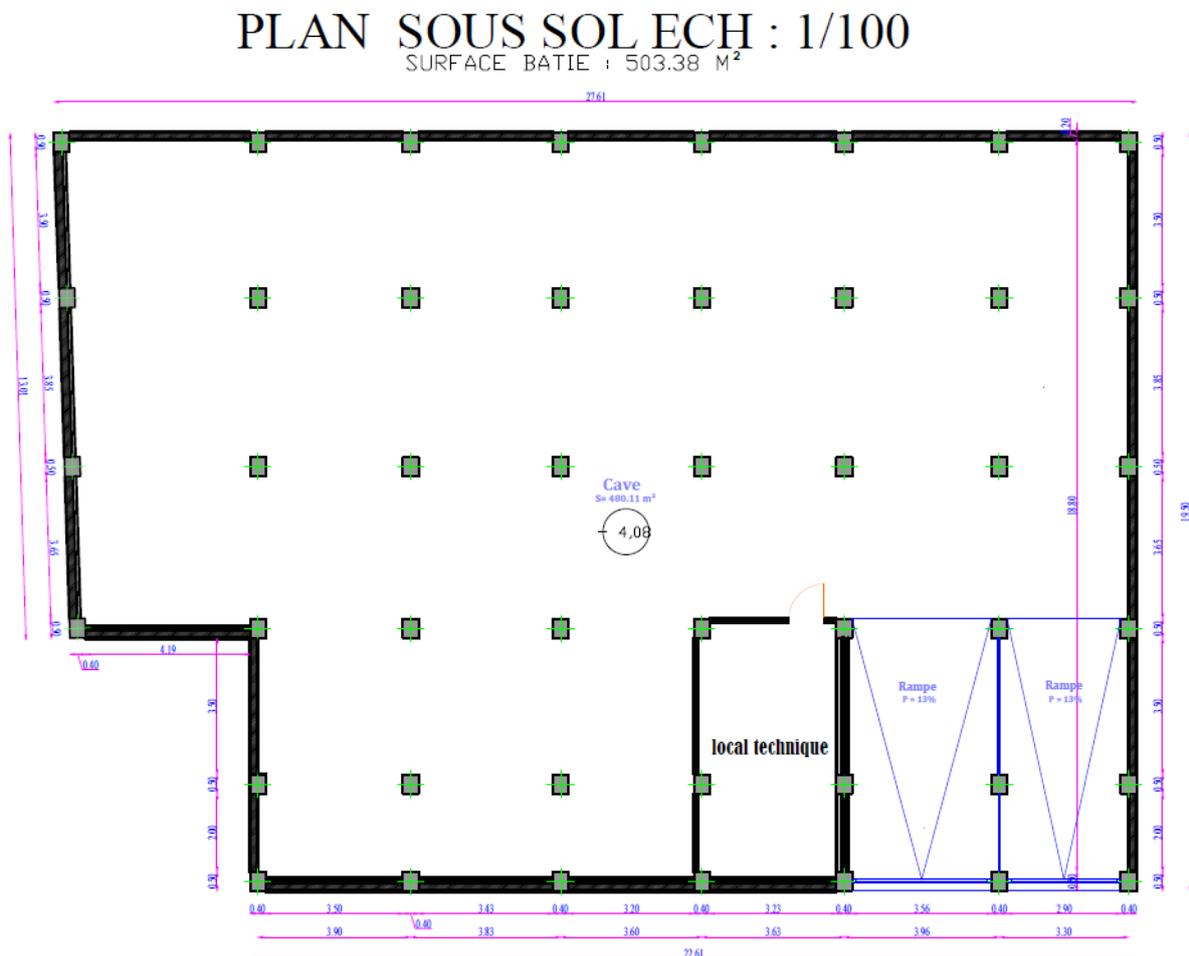
*GENERALITES ET DEFINITIONS*

# Généralités et définitions

## 1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (RDC+10 +sous-sol) en béton armé à usage de parking pour le sous-sol, commerciale pour le rez-de-chaussée et d'habitation pour le reste des niveaux comme indiqué dans les figures suivantes :

La figure suivante représente le plan du sous-sol qui est à usage de parking :



**Figure1. 1** Plan du sous-sol

La figure suivante représente le plan du RDC à usage commerciale :

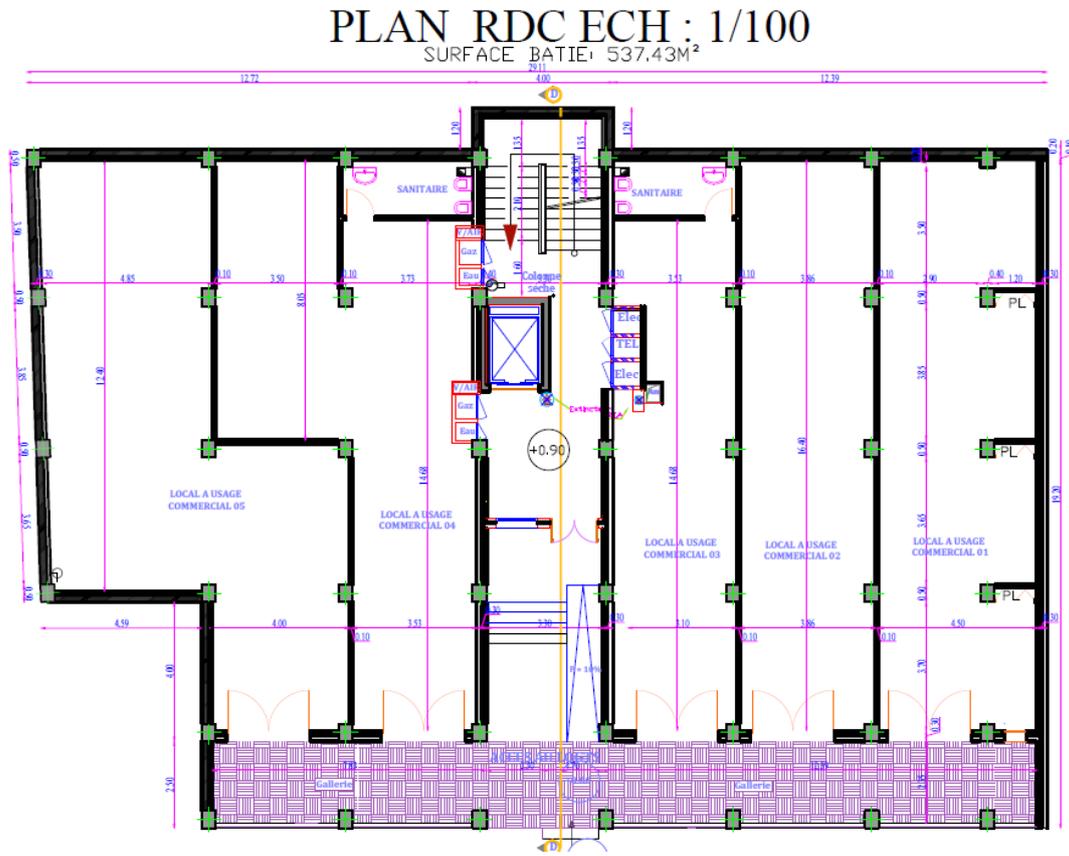


Figure1. 2 Plan du RDC

La figure suivante représente le plan du 1<sup>er</sup> étage qui est à usage d'habitation :

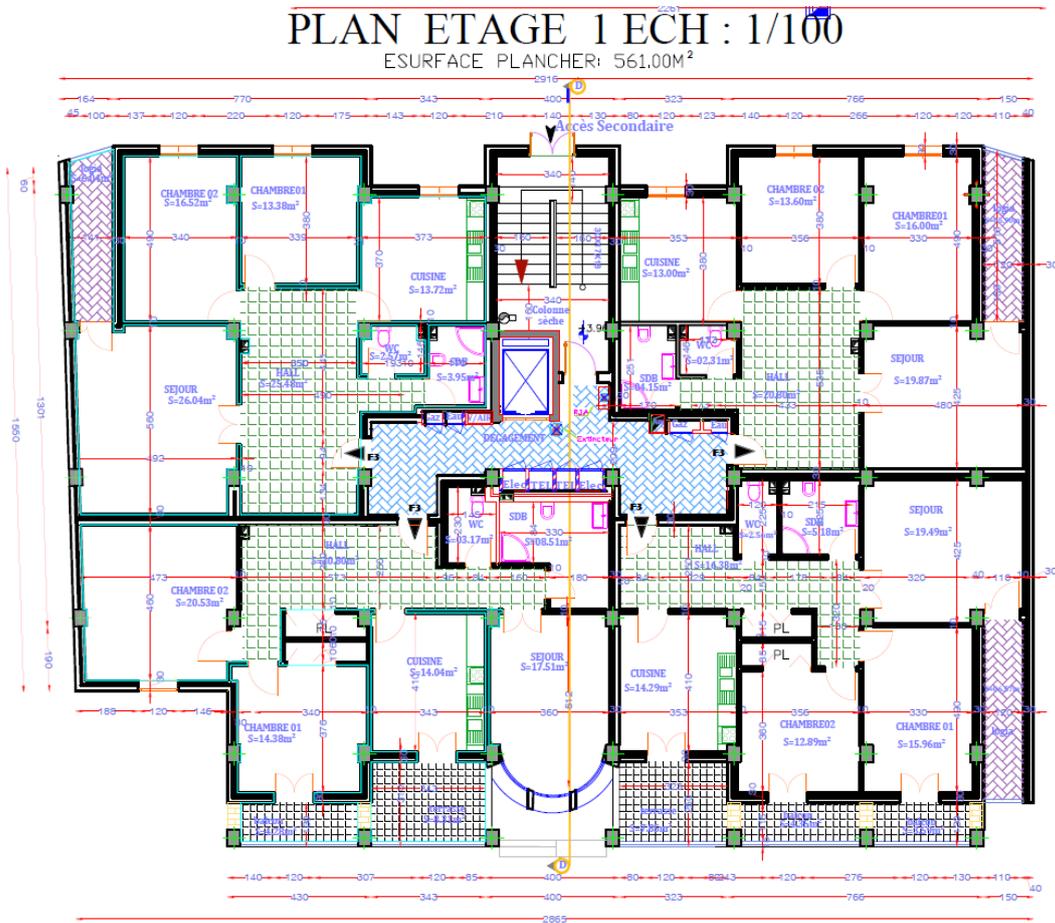


Figure1. 3 plan du 1<sup>er</sup> étage

Le bâtiment fait partie de la réalisation de 37 logements promotionnels à AKBOU Wilaya de Bejaïa, propriété de Mr HADDAD Mohand.

## 1.1 Caractéristique géométrique de la structure

### a) Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : 34.56 m
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3,96 m
- Hauteur de sous-sol : 4,08 m
- Hauteur des étages : 3.06m

### b) Dimensions en plan

- Longueur totale : 27.21m
- Largeur totale : 19m

## 1.2 Données du site

D'après les règles parasismiques algériennes (*RPA99/version2003*)

- La commune d'AKBOU lieu de réalisation de l'ouvrage est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- Le bâtiment appartient au groupe d'usage 2(ouvrages courants ou d'importance moyenne).

D'après le rapport de sol

- Le sol du site est considéré comme meuble (catégorie S3).et la contrainte admissible est estimé à 1.78 bars à l'ELS, et les fondations seront encrée à partir de 1.60m.
- Le sol présente une agressivité nulle pour les bétons de fondations (absence totale des Sulfates).

## 1.3 Le système de contreventement

Dans notre ouvrage, on va utiliser le système de contreventement mixte avec justification de l'interaction voiles-portiques. Ce système de contreventement combine des voiles et des portiques rigides pour renforcer la structure contre les charges latérales comme le séisme, ainsi il assure une stabilité accrue.

## 1.4 Les éléments d'une structure en béton armé

On distingue deux types :

### a) Eléments structuraux

#### ➤ Portiques

Un portique en béton armé est une structure située dans un même plan verticale composée de poteaux et de poutres en béton armé, utilisée pour soutenir des charges verticales et horizontales.

#### ➤ Voiles

Un voile en béton armé est une structure verticale ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée l'épaisseur, leur rôle principal est de supporter les charges latérales et d'assurer le contreventent. Dans leur plan ils présentent une grande rigidité et une grande

résistance vis-à-vis les forces horizontales à l'inverse de la direction perpendiculaire à leur plan.

### ➤ **Infrastructure**

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau +0.00 ; elle est composée essentiellement des fondations qu'ils ont pour l'objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme les semelles isolé, filantes et radier ...) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles profondes).

## **b) Eléments non structuraux**

### ➤ **Planchers**

#### **Plancher corps creux**

Le plancher corps creux est un type de plancher qui est composé de poutrelles en béton armé entre eux sont posées des Hourdis en matériau léger (comme le polystyrène ou on béton) et une dalle de compression. Ces Hourdis créent des vides à l'intérieur du plancher, ce qui le rend plus léger et permet de réduire la quantité de matériau utilisé. Ce type de plancher est souvent utilisé dans la construction de bâtiments résidentiels ou commerciaux pour sa légèreté, sa résistance et sa facilité de mise en œuvre.

#### **Plancher dalle pleine**

Une dalle pleine est un type de plancher constitué d'une dalle en béton armé dont une dimension est plus petite (comme une plaque).il offre une grande résistance et une bonne isolation acoustique. Utiliser dans les balcons dans les dalles près d'ascenseur ou des escaliers.

➤ **Escalier**

C'est un élément qui permet de passer à pied d'un étage à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches (volée) et des paliers.

➤ **Maçonnerie**

La maçonnerie en génie civil est une technique de construction qui consiste à assembler des éléments de maçonnerie tels que des briques, à l'aide de mortier pour former des murs solides et durables.

- Murs extérieurs ou de séparation des appartements : sont réalisées avec des briques creuses à doubles parois et une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour l'isolation thermique et phonique.
- Murs de séparations intérieures en une seule paroi en brique creuse de 10cm d'épaisseur

Le revêtement de la structure sera constitué de :

- Carrelage de 2cm d'épaisseur.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissage des façades.

➤ **Acrotère**

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi d'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Il sert aussi à l'accrochage du matériel d'entretien des bâtiments.

## 2 Transmission des charges

Il existe trois types de charges :

- Les charges permanentes  $G$ , comprenant les poids des plancher et des Parties porteuses telles que les poutres, les poteaux... et les poids des parties non porteuses telles que les isolants, les revêtements...
- Les charges variables  $Q$  comprenant les charges d'exploitation comme les poids des personnes, des meubles..., et les charges climatiques comme la neige ou le vent.
- Les charges accidentelles  $F_A$  celles provenant des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée telles que les séismes, les explosions ...

D'une façon générale, les charges sont acheminées des éléments non structuraux à leurs pourtours généralement aux poutres. Ensuite, les charges sont conduites aux éléments verticaux. Par accumulation des charges de gravité, une transmission de ces derniers sera faite vers les fondations, qui à la fin de compte dissipent les actions cumulées vers le sol d'assise. Tous les éléments précédemment cités reçoivent les charges selon leurs surfaces d'influences relatives.

## 3 Les étapes de calcul d'un élément

1. Détermination des charges appliquées sur l'élément : Il est nécessaire de déterminer les charges qui seront appliquées sur l'élément en question, telles que les charges permanentes (poids propre de l'élément, poids des équipements fixes, etc.) et les charges variables (charges de vent, de neige, de circulation, etc.).
2. Détermination des actions mécaniques : Une fois les charges appliquées identifiées, il faut déterminer les actions mécaniques qui en résultent, telles que les forces, les moments et les contraintes.
3. Modélisation de l'élément : L'élément en question doit être modélisé de manière à pouvoir effectuer les calculs nécessaires. Cela peut se faire à l'aide de logiciels de modélisation 3D ou de calculs manuels.
4. Calcul des contraintes et déformations : Une fois le modèle de l'élément établi, il est possible de calculer les contraintes et les déformations qui se produisent sous l'effet des charges appliquées.

5. Vérification de la résistance de l'élément : Les contraintes calculées doivent être comparées aux capacités de résistance de l'élément en question, telles que la résistance à la compression, à la traction, à la flexion, etc.

6. Vérification de la stabilité de l'élément : Il est également important de vérifier la stabilité de l'élément, en s'assurant qu'il ne risque pas de cisailer, de glisser ou de se renverser sous l'effet des charges appliquées.

7. Dimensionnement et ferrailage de l'élément : En fonction des résultats des calculs et des vérifications effectuées, il est possible de dimensionner et ferrailer l'élément en question en choisissant les dimensions appropriées et un ferrailage optimal pour assurer sa résistance et sa stabilité.

8. Réalisation des plans et des spécifications : Une fois l'élément dimensionné, il est nécessaire de réaliser les plans et les spécifications techniques qui permettront sa construction en respectant les normes et les réglementations en vigueur.

#### **4 Règlements, normes et documents utilisés**

Notre étude est faite conformément aux règlements et document suivants :

- Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges (*DTR BC 2.2*).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (*DTR BC 2.41 CBA 93*).
- Règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*).
- Béton armé aux états limites (**BAEL91**)
- Règles de calcul des fondations superficielles (*DTR BC 2.331*).
- Plans architecturaux et le rapport de l'étude géotechnique

## 5 Combinaisons d'actions

### 5.1 Combinaison d'action à l'ELU

- Situation courante

$$1,35G + 1,5Q \qquad \text{CBA93(Art A.3.3.2.1)}$$

- Situation accidentelle

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i}Q_1 + \sum 1,3 \psi_{2i}Q_i \qquad \text{CBA93(Art A.3.3.2.2)}$$

$F_A$  : La valeur nominale de l'action accidentelle

Pour ce qui est de l'action sismique, le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003** considère les combinaisons d'action suivante :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$  (Cas des portiques auto stables)

### 5.2 Combinaisons d'action à l'ELS

$$G + Q \qquad \text{CBA93(Art A.3.3.3)}$$

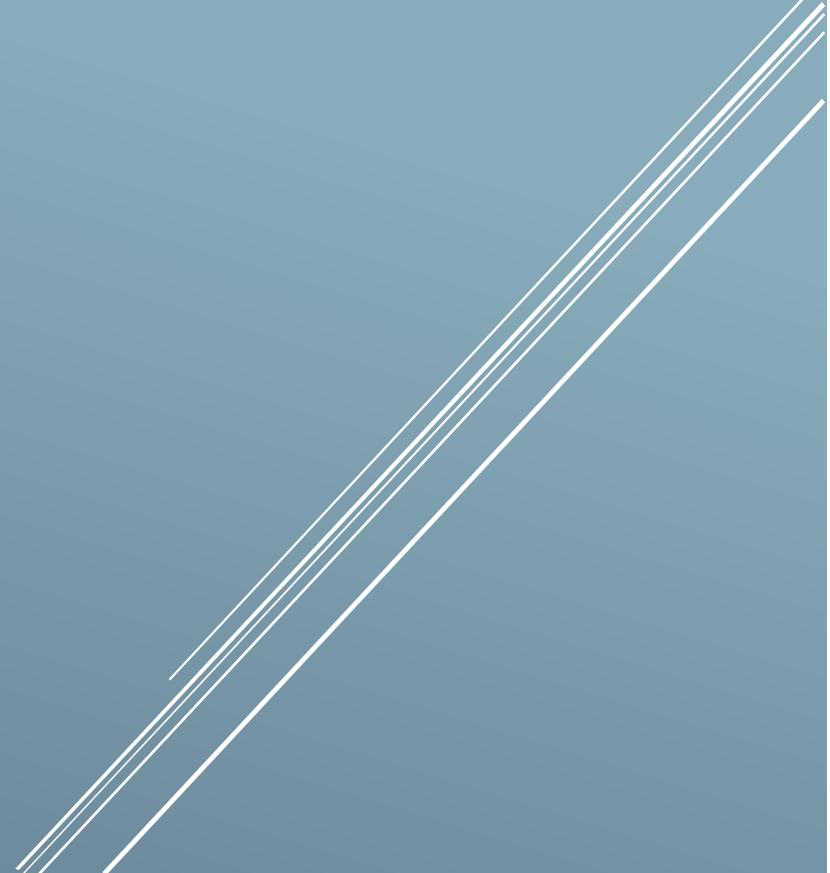
## 6 Hypothèses de calcul

Les hypothèses adoptées pour cette étude sont dans le tableau suivant :

**Tableau I** Caractéristiques béton-acier.

	Caractéristiques		Valeur(Mpa)	Règlement	
<b>Béton</b>	La résistance du béton a la compression $f_{c28}$		25	/	
	La résistance à la traction $f_{t28}$		2.1	<b>CBA93(Art.A.2.1.1.2)</b>	
	Contrainte limite à l'ELU durable		14.2	<b>CBA93(Art.A.4.3.4)</b>	
	Contrainte limite à l'ELU accidentelle		18.48		
	Contrainte limite à l'ELS $\sigma_{bc}$		15		
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$		32164.2	<b>CBA93(Art.A.2.1.2.1)</b>	
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$		10818.86	<b>CBA93(Art.A.2.1.2.2)</b>	
	Contrainte ultime de cisaillement $\bar{\tau}_U$	Fissuration peu nuisible	ELU.D	3.33	<b>Art 5.1, 211 BAEL91</b>
ELU.A			4.34		
Fissuration FN ou FTN		ELU.D	2.5		
		ELU.A	3.26		
<b>Acier</b>	La nuance d'acier longitudinale et transversale		feE400	/	
	La résistance à la traction		400	/	
	Module d'élasticité		$2 \cdot 10^5$	/	
	Contrainte limite $\sigma_s$	ELU. D		348	
		ELU.A		400	
		ELS	FN	201.63	<b>Art A4.5.3.3 CBA93</b>
FPN			164.97	<b>ArtA.4.5.3.4 CBA93</b>	





*CHAPITRE 2*

*PRE DIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS*

## Chapitre 2 : prédimensionnement des éléments

### Introduction

Le pré dimensionnement des éléments en génie civil consiste à déterminer les dimensions approximatives des différents éléments d'une structure avant de procéder à une conception détaillée. Cette étape est essentielle pour évaluer la faisabilité d'un projet, et définir les contraintes de dimensionnement. Pour réaliser un pré dimensionnement, il est nécessaire de prendre en compte plusieurs paramètres tels que les charges appliquées sur la structure, les matériaux utilisés, les normes de construction en vigueur. Il est également important de commencer avec des dimensions économiques selon les normes puis changer si nécessaire afin de vérifier la stabilité, la résistance et la durabilité des éléments dimensionnés.

### 1 Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### 1.1 Plancher à corps creux

Avant de dimensionner les planchers à corps creux il est nécessaire de choisir une disposition des poutrelles requise, et cela selon deux critères :

- Parallèlement à la plus petite portée : afin de minimiser la flèche
- Critère de continuité : lorsque les portées sont presque égales dans les deux directions, on prend le sens où il y'a le plus d'appuis (car les appuis soulagent la poutre).

En analysant les plans, on opte pour la disposition suivante (voir les figures 1,2 et 3) :

La figure suivante représente la disposition des poutrelles au RDC :

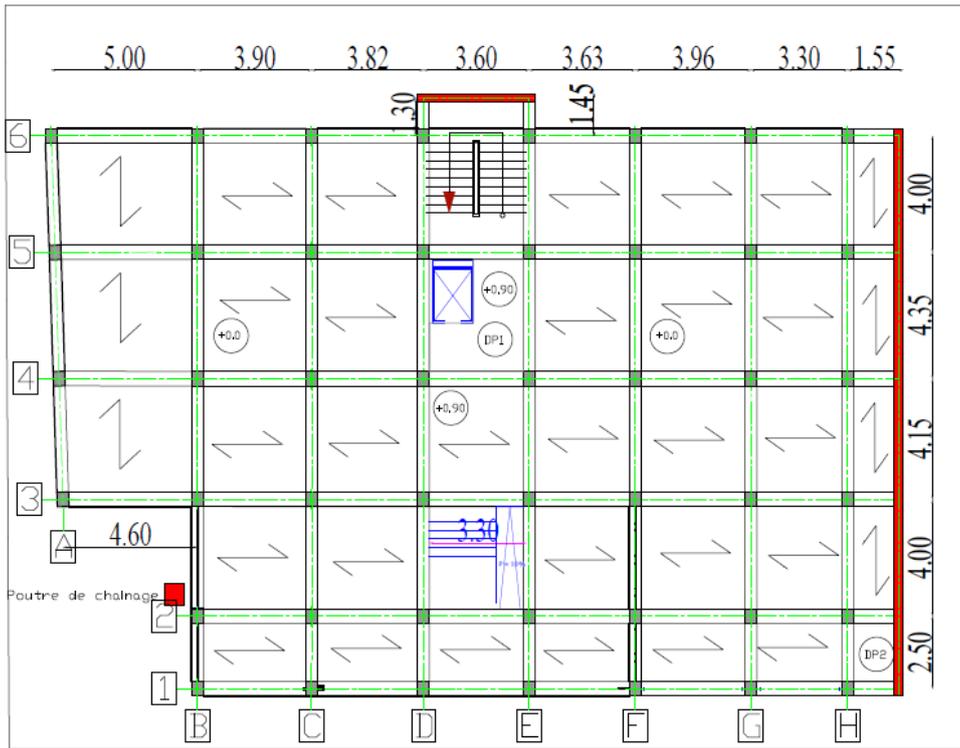


Figure 2. 1 disposition des poutrelles au RDC

La figure suivante représente la disposition des poutrelles au 1<sup>er</sup> étage :

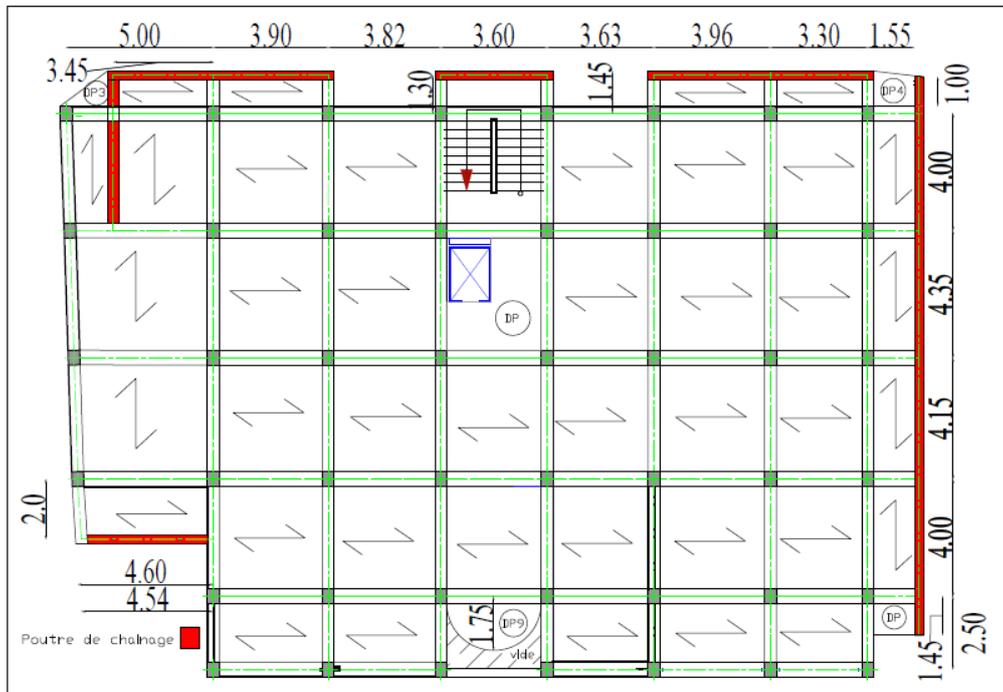


Figure 2. 2 Disposition des poutrelles étage 1

La figure suivante représente la disposition des poutrelles du 2<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> étages :

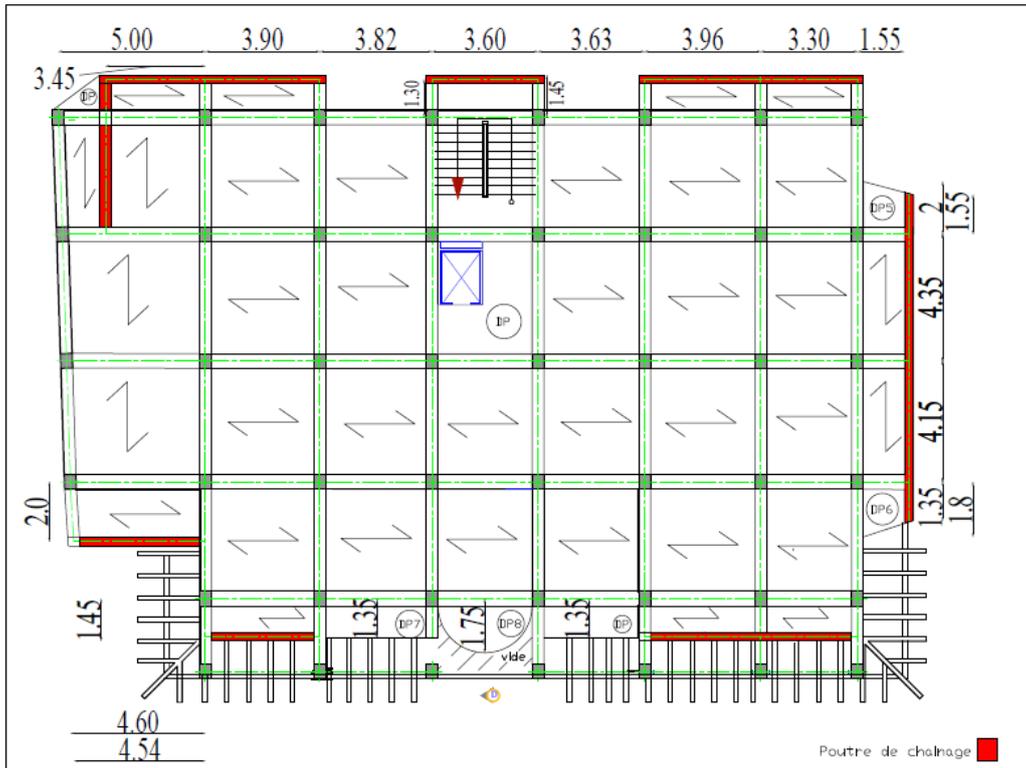


Figure 2. 3 Disposition des poutrelles étage 2 à 10

a) Plancher

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux consiste à déterminer sa hauteur  $h_t$  (voir la figure ci-dessous) :

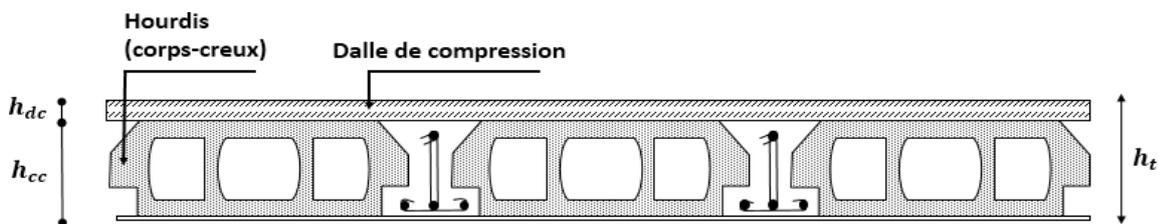


Figure 2. 4 plancher à corp creux

$$h_t = h_{cc} + h_{dc} \quad \text{Avec} \begin{cases} h_{cc}: \text{la hauteur de l'hourdis (corps creux)} \\ h_{dc}: \text{la hauteur de la dalle de compression} \end{cases}$$

La hauteur du plancher est conditionnée par :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

CBA93 (Art 6.8.4.2.4)

$L_{max}$  : la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres successives dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max}=435-30 \rightarrow L_{max}=405\text{cm, soit } h_t \geq 18\text{cm}$$

On adoptera pour un plancher croups creux de 20cm de hauteur avec (16+4).

### b) Prédimensionnement des poutrelles

Ce sont des poutres mis en place ou préfabriquées. Les poutrelles se calculent comme une section en T (solidaire avec la dalle de compression), caractériser par les dimensions :

$h_t$  : Hauteur totale de la poutrelle.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure choisit forfaitairement.

$b$  : Largeur efficace.

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$b_0 = (0,4; 0,6)h_t \rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

**CBA 93 Art 4.1.3**

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

$L_y = 300 \text{ cm}$  : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a  $h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $b_0= (0.4 \text{ à } 0.6) h \rightarrow b_0 = 10\text{cm}$  ;  $L_x=65-10=55\text{cm}$  ;  $L_y=330-30=300\text{cm}$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{300}{10}\right) \rightarrow \text{soit } b = 65 \text{ cm}$$

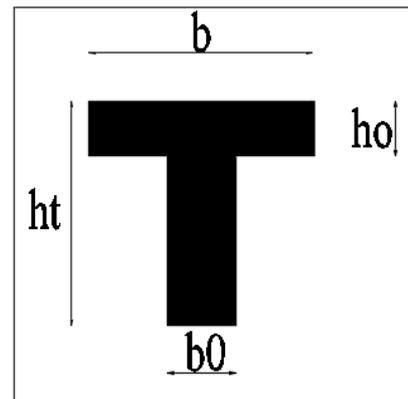


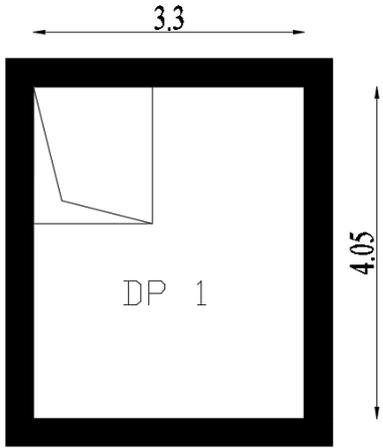
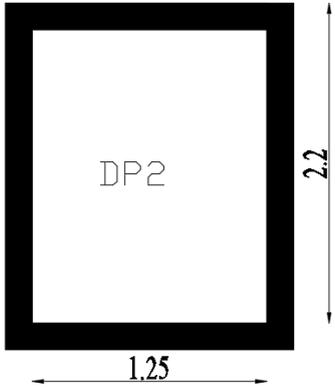
Figure 2. 5 dimensions des poutrelles

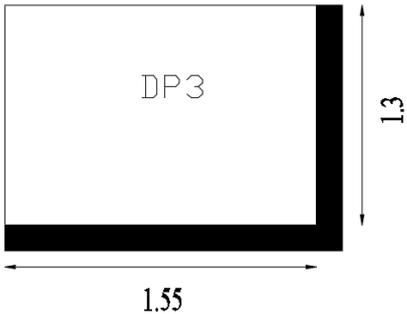
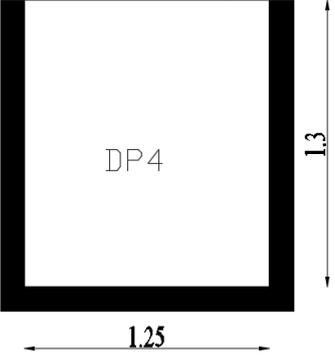
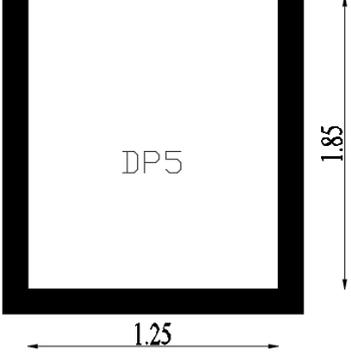
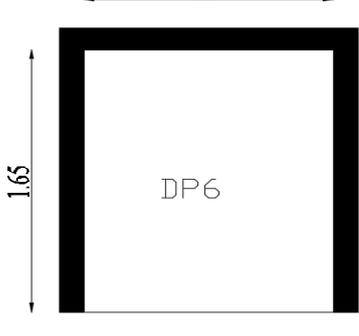
## 1.2 Plancher dalle pleine

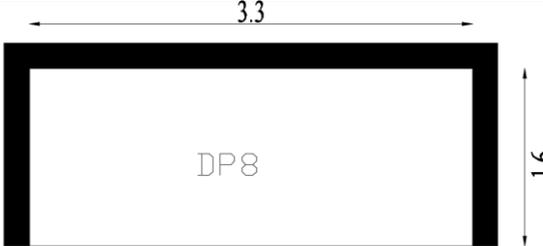
Le dimensionnement des dalles pleines dépend de deux critères :

- Critères de résistance à la flexion tel que :
  - dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis :  $e \geq \frac{l_x}{20}$
  - dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec  $\rho \geq 0.4$  :  $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$
  - dalle sur quatre appuis avec  $\rho < 0.4$  :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- Résistance au feu (coupe-feu) tel que :
  - e=7cm pour une heure de coupe-feu
  - e=11cm pour deux heures de coupe-feu.
  - e=17.5cm pour quatre heures de coupe-feu.
- Isolation phonique :  $e \geq 14cm$

Tableau 2.1 Pré dimensionnement des dalles pleines

Type de dalle	$\rho = l_x/l_y$	e (cm) critère de résistance	e (cm) critère de coupe-feu
 <p>DP 1</p>	$\frac{3.3}{4.05} = 0.81$	$\frac{330}{45} \leq e \leq \frac{330}{40}$ $7.33 \leq e \leq 8.25$	$e \geq 11$
 <p>DP 2</p>	$\frac{1.25}{2.2} = 0.56$	$\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40}$ $2.77 \leq e \leq 3.125$	$e \geq 11$

 <p>DP3</p> <p>1.55</p> <p>1.3</p>	$\frac{1.3}{1.55} = 0.83$	$e \geq \frac{130}{20} = 6.56$	$e \geq 11$
 <p>DP4</p> <p>1.25</p> <p>1.3</p>	$\frac{1.25}{1.3} = 0.96$	$\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40}$ $2.77 \leq e \leq 3$	$e \geq 11$
 <p>DP5</p> <p>1.25</p> <p>1.85</p>	$\frac{1.25}{1.85} = 0.67$	$\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40}$ $2.77 \leq e \leq 3$	$e \geq 11$
 <p>DP6</p> <p>1.25</p> <p>1.65</p>	$\frac{1.25}{1.65} = 0.75$	$\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40}$ $2.77 \leq e \leq 3$	$e \geq 11$
 <p>DP7</p> <p>3.52</p> <p>1.2</p>	$\frac{1.2}{3.52} = 0.33$	$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$ $2.66 \leq e \leq 3$	$e \geq 11$

	$\frac{1.6}{3.3} = 0.48$	$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$ $3.55 \leq e \leq 4$	$e \geq 11$
-----------------------------------------------------------------------------------	--------------------------	------------------------------------------------------------------	-------------

On opte pour l'ensemble des dalles pleines une épaisseur de  $e=15\text{cm}$ .

### 1.3 Les escaliers

Pour le prédimensionnement de l'escalier, il faut comprendre le principe de base de la conception structurale, déterminer les dimensions approximatives en fonction des charges et des normes.

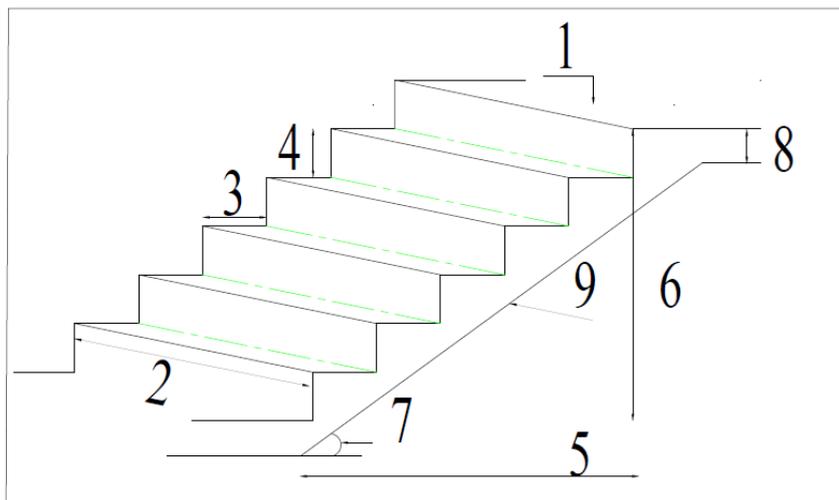


Figure 2. 6 Les éléments principaux d'un escalie

- 1) Le palier c'est la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- 2) Emmarchement c'est la longueur de la marche.
- 3) Le giron c'est la largeur de la marche (g).
- 4) Hauteur de contre marche (h).
- 5) Longueur totale de l'escalier ( $L_0$ ).
- 6) Hauteur de la volée (H).
- 7) C'est l'inclinaison de la paillasse pour les escaliers confortables ( $\alpha$ ).
- 8) Épaisseur de palier de repos (e).

9) La volée de l'escalier.

- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne du jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.

### 1.3.1 Pré dimensionnement des escaliers

Dans notre projet on distingue un seul type d'escalier (voir la figure ci-dessous) :

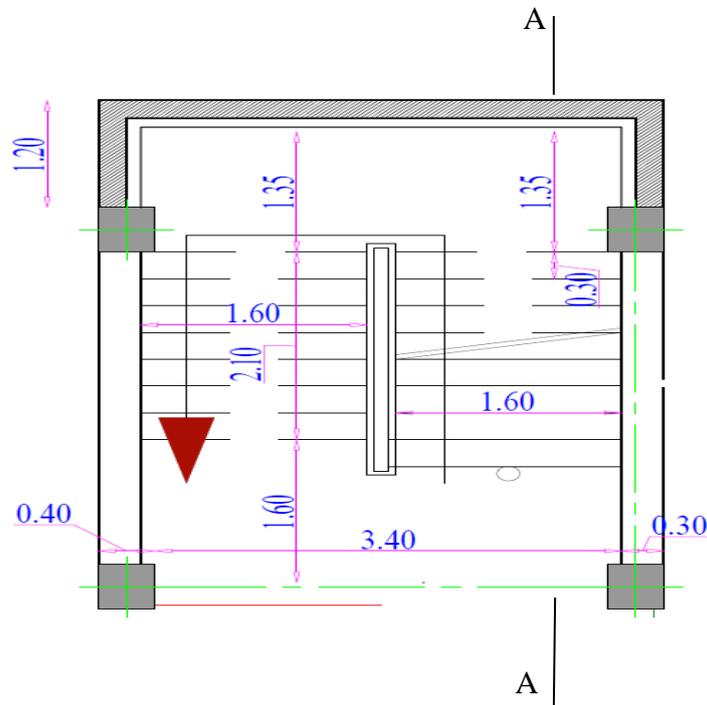


Figure 2. 7 Vue en plan de l'escalier

Pour que l'escalier soit confortable et fonctionnel il faut respecter :

- La hauteur  $h$  des contremarches soit comprise entre 14 et 18 cm.
- La largeur  $g$  des giron soit entre 25 et 30.
- La formule de BLONDEL :  $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$ . Avec  $g = \frac{l_0}{n-1}$  ;  $h = \frac{H}{n}$  ( $n$  nombre de marche et  $(n-1)$  nombre de contre marche)

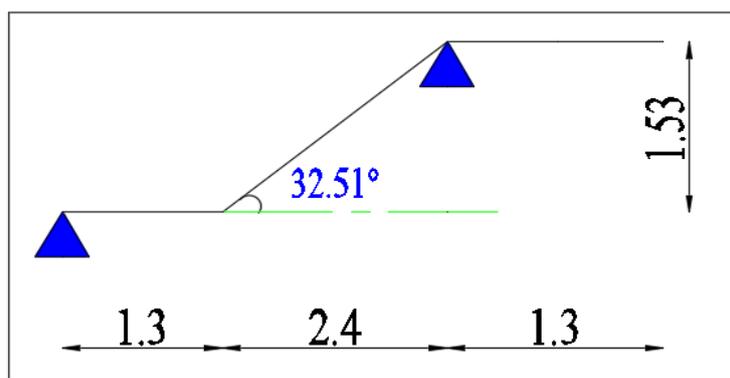


Figure 2. 8 Coupe A-A

- Epaisseur de la paillasse :

$l_0$  : longueur projetée de la volée

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/l_0) = \text{tg}^{-1}(1.53/2.4) = 32.51^\circ$$

$$L_v = \sqrt{l_0^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.84\text{m}$$

$$L = 1.3 + 2.84 = 4.14\text{m}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 13.8 \leq e \leq 20.7\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \rightarrow 2 \text{ heures de coupe - feu} \end{cases} \quad \text{On prend } e = 15\text{cm}$$

- ❖ Calcul du nombre de marche et contremarche :

$$64n^2 - (64 + 2H + l_0)n + 2H = 0 \begin{cases} H = 153\text{cm} \\ l_0 = 240\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} n = 9 \text{ nombre de contremarche} \\ n - 1 = 8 \text{ nombre de marche} \end{cases}$$

- ❖ Calcul de g(giron) et la hauteur du contremarche (h) :

$$g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} ; h = \frac{H}{n} = h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$2h + g = 64\text{cm}$  la formule de BLONDEL est vérifiée

## 1.4 Acrotère

On note que :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

H= 70cm

S=0.0785m<sup>2</sup>

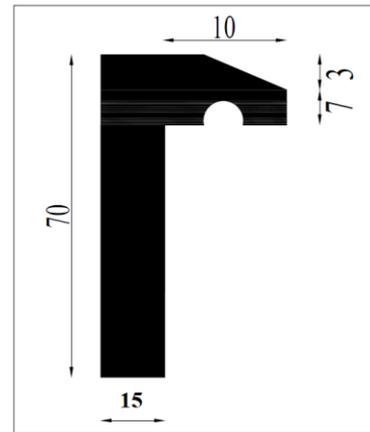


Figure 2. 9 Coupe de l'acrotère

Tableau 2. 2 Evaluation des charges et suchage acrotère

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (kn/ml)	Enduit de ciment ( kn/ml)	G(kn/ml)	Q(kn/ml)
0.1135	25*0.1135=2,84	18*e*h=0.25	3,09	1

## 2 Prédimensionnement des éléments principaux

### 2.1 Les poutres

Dans notre projet on va avoir à étudier 3 types de poutres :

- Poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- Poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.
- Poutres palières : destinées à supporter les charges des escaliers.

Les dimensions des poteaux sont supposées 30\*30 cm<sup>2</sup>

- Poutres de chaînage D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être Supérieure ou égale à 15. Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour ½ de largeur de la poutrelle (0,65/2) du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

Le RPA99/version2003 exige de vérifier 3 conditions :

- $b \geq 20$  cm
- $h \geq 30$  cm
- $h/b < 4$

Le tableau suivant montre les résultats de calcul pour l'ensemble des poutres :

**Tableau 2. 3** Pré dimensionnement des poutres

Type	Pré dimensionnement	Conditions : $b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm}$
Poutres principales	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max}=500-30=470\text{cm}$ On adopte $h=35\text{cm}$ $b=30\text{cm}$	$31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$ Conditions vérifiées
Poutres secondaires	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max}=435-30=405\text{cm}$ On adopte $h=30\text{cm}$ $b=30\text{cm}$	$27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$ Conditions vérifiées
Poutres de chaînage	$h \geq 15$ $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max}=435-30=405\text{cm}$ On adopte $h=30\text{cm}$ $b=30\text{cm}$	$27 \text{ cm} \leq h \leq 40,5 \text{ cm}$ Conditions vérifiées
Poutres palière	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ $L_{max}=360-30=330\text{cm}$ On adopte $h=30\text{cm}$ $b=30\text{cm}$	$22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$ Conditions vérifiées

## 2.2 Les voiles

On a deux conditions à vérifier pour pré-dimensionner les voiles :

➤  $e \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$

➤  $e \geq 15 \text{ cm}$

Donc  $e \geq \max\left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm}\right)$

**Tableau 2. 4** Pré dimensionnement des voiles

Étage	h étage (cm)	he libre (cm)	he/20 (cm)	e adopter (cm)
RDC	396	361	18.05	20
Sous-sol	408	373	18.65	20
E. courant	306	271	13.55	20

### 2.3 Les poteaux

Le RPA99/version2003 exige de vérifier trois conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$  pour la zone IIa
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$  *RPA 99version2003 Art 7.4.1*
- $0.25 < b_1 / h_1 < 4$

Tel que :  $h_e$  la hauteur libre de l'étage

- $h_e = 373 \text{ cm}$  pour le sous-sol.
- $h_e = 361 \text{ cm}$  pour le RDC
- $h_e = 271 \text{ cm}$  pour les étages courants.

**Tableau 2. 5** Pré dimensionnement des poteaux

Étage	Sous-sol	RDC	1+2eme Étages	3+4eme Étages	5+6eme Étages	7+8eme Étages	9+10eme Étages
Section ( $b_1 * h_1$ )cm <sup>2</sup>	45*45	45*40	40*40	40*35	35*35	35*30	30*30

Ses sections vont être vérifiées au critère de résistance et du flambement selon *CBA93 art B.8.4.1*, et à l'effort normal réduit tel qui l'exige le *RPA99/version2003 art 7.4.3.1*.

### 3 Evaluation des charges et des surcharges

- **Plancher à corps creux**

**Tableau 2. 6** évaluation des charges plancher TI à corps creux

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.8
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6.20</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau 2. 7** évaluation des charge plancher étage courant à corps creux

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.23</b>
<b>Charge d'exploitation Q étage courant</b>				<b>1.5</b>
<b>Charge d'exploitation Q commerce</b>				<b>5</b>

➤ **Plancher à dalle pleine**

**Tableau 2. 8** Evaluation des charges plancher TI à dalle pleine

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>7,15</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau 2. 9** évaluation des charges sur balcon dalle pleine

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.18</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3.5</b>

**Tableau 2. 10** Evaluation des charges sur plancher courant en dalle pleine

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6.18</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1.5</b>

**Tableau 2. 11** Evaluation des charges sur la volée

N°	Désignation des éléments		Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	Horizontale	0.02	20	0.4
		Verticale	$0.02 \cdot h/g = 0.011$	20	0.22
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0,4
		Verticale	$0.02 \cdot h/g = 0.011$	20	0.22
3	Dalle pleine		$0.15/\cos(\alpha)$	25	4.5
4	Marches		$h/2$	22	1.87
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde-corps		/	/	0.6
<b>Charge permanent G</b>					<b>8.53</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>					<b>2.5</b>

**Tableau 2. 12** Evaluation des charges sur le palier

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.18</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2.5</b>

Tableau 2. 13 Evaluation des charges sur murs extérieures

N°	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Brique creuse	0.15	9	1.35
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>2.85</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>/</b>

### Evaluation des charges sur le poteau le plus sollicité

Poteau sollicité (B5) voir la figure 2.1 :

Dans notre plan, le poteau le plus sollicité est le poteau le plus sollicité est le poteau B5 :

$$\left. \begin{aligned}
 S_{cc}^1 &= 4,3475 \text{ m}^2 \\
 S_{cc}^2 &= 3,33 \text{ m}^2 \\
 S_{cc}^3 &= 4,759 \text{ m}^2 \\
 S_{cc}^4 &= 3,645 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} S_{aff} = 16,082 \text{ m}^2$$

$$l = 16,225 \text{ m}$$

- Terrasse inaccessible :  $G = 6,2 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$P_{T.I}^G = G_{T.I} \times S_{aff} = 6,2 \times 16,082 = 99,7 \text{ KN}$$

$$P_{T.I}^Q = Q_{T.I} \times S_{aff} = 1 \times 16,082 = 16,082 \text{ KN}$$

- Etage courant :  $G = 5,23 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$P_{E.C}^G = G_{e.c} \times S_{aff} = 5,23 \times 16,082 = 84,109 \text{ KN}$$

$$P_{E.C}^Q = Q_{e.c} \times S_{aff} = 1,5 \times 16,082 = 24,123 \text{ KN}$$

Tableau 2. 14 poids des éléments structuraux

Elément	30*30 (KN)	35*30 (KN)	35*35 (KN)	40*35 (KN)	40*40 (KN)	45*40 (KN)	45*45 (KN)
$P_{poteaux}$	6,885	8,0325	9,37125	10,71	12,24	17,82	20,655
$P_{P.P}$	16,34						
$P_{P.S}$	4,05						

Dans les étages courants, les poutres sont accessibles ainsi on doit calculer leurs charges d'exploitation.

$$P_{Poutres}^G = P_{P.P}^G + P_{P.S}^G = 20,39 \text{ KN}$$

**Etage courant :**  $P_{Poutres}^Q = Q \times b \times l = 1,5 \times 0,3 \times 6,225 = 3,61 \text{ KN}$

**Commerce :**  $P_{Poutres}^Q = Q \times b \times l = 5 \times 0,3 \times 6,225 = 12,037 \text{ KN}$

**Loi de dégression**

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages. 1, 2, .... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

$$Q_0 = 16,082 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 43,82 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 68,786 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,9(Q_1 + \dots + Q_3) = 90,98 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 110,4 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5) = 127,042 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 140,915 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) = 153,95 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + \dots + Q_8) = 166,99 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + \dots + Q_9) = 180,86 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 196,39 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10}) + Q_{commerce} = 288,84 \text{ KN}$$

### Décence de charge du poteau B5

Tableau 2. 15 décente de charges

Niveau	Elément (KN)	Poids
10	Plancher = 99,7 KN Poteau 30*30 = 6,885 KN Poutres = 20,79 KN	126,975 KN
9	Etage au-dessus = 126,975 Plancher = 84,109 KN Poteau 30*30 = 6,885 KN Poutres = 20,79 KN	238,359 KN
8	Etage au-dessus = 238,359 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 35*30 = 8,0325 KN Poutres = 20,79 KN	350,89 KN
7	Etage au-dessus = 350,89 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 35*30 = 8,0325 KN Poutres = 20,79 KN	463,422 KN
6	Etage au-dessus = 463,422 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 35*35 = 9,3713 KN Poutres = 20,79 KN	577,29 KN
5	Etage au-dessus = 577,29 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 35*35 = 9,3713 KN Poutres = 20,79 KN	691,1626
4	Etage au-dessus = 691,126 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 40*35 = 10,71 KN Poutres = 20,79 KN	806,37 KN

3	Etage au-dessus = 806,37 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 40*35 = 10,71 KN Poutres = 20,79 KN	921,58 KN
2	Etage au-dessus = 921,58 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 40*40 = 12,24 KN Poutres = 20,79 KN	1038,26 KN
1	Etage au-dessus = 1038,26 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 40*40 = 12,24 KN Poutres = 20,79 KN	1155 KN
RDC	Etage au-dessus = 1155 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 45*40 = 17,82 KN Poutres = 20,79 KN	1277,32 KN
Sous-sol	Etage au-dessus = 238,359 KN Plancher = 84,109 KN Poteau 45*45 = 20,655 KN Poutres = 20,79 KN	1402,47 KN

D'après la décente de charge, on adopte à la base :  $G = 1402,47 \text{ KN}$  et  $Q = 288,84 \text{ KN}$

### Calcul de l'effort normal

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1402,47 + 1,5 \times 288,84 = 2326,59 \text{ KN}$$

Le poteau B5 est un poteau intermédiaire, don on majore son effort normal par 10%

$$N_u^* = 1,1 \times 2326,59 = 2559,249 \text{ KN}$$

### Vérification de la section du poteau sous la compression simple

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow B^{cal} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$B^{cal} \geq \frac{2559,249 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,18 \text{ m}^2$$

$$B^{adopté} = 0,45^2 = 0,2025 \text{ m}^2 > 0,18 \text{ m}^2$$

La section du poteau à la base est suffisante.

Tableau 2. 16 vérification de l'effort de compression

Niveau	$N_u$ (KN)	$N_u^*$ (KN)	$B^{adopté}$ (m)	$B^{cal}$ (m)	Obs
10	195,54	215,1	0,09	0,015	Vérifiée
9	387,51	426,26	0,09	0,03	
8	576,88	634,57	0,105	0,0447	
7	762,09	838,3	0,105	0,059	
6	944,94	1039,43	0,1225	0,073	
5	1145,001	1259,5	0,1225	0,0887	
4	1299,99	1430	0,14	0,1	
3	1474,06	1628,56	0,14	0,114	
2	1652,136	1817,34	0,16	0,128	
1	1829,25	2012,175	0,16	0,1417	
RDC	2018,967	2220,86	0,18	0,156	
Sous-sol	2326,59	2559,249	0,2025	0,18	

Notre poteau est soumis à la compression simple, ainsi on doit vérifier sa stabilité de forme, pour savoir s'il n'y a pas de risque de flambement.

### Vérification du flambement à la base

$$A_s = 1\% Br$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{Fc28}{0,9 \gamma b} + \frac{Fe}{100 \gamma s} \right)}$$

$$\lambda = 3,46 \frac{L_f}{b} = \frac{3,46 * 0,7 * (4,08)}{0,45} = 21,89 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{21,89}{35} \right)^2} = 0,788$$

$$Br^{cal} \geq \frac{2559,249 \times 10^{-3}}{0,788 \left( \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{Fe}{100 \times 1,15} \right)} = 0,1175 \text{ m}^2$$

$$Br^{adop} = (45 - 2)^2 = 1444 \text{ cm}^2 = 0,1444 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } Br^{cal} = 0,1175 \text{ m}^2 < Br^{adop} = 0,1444 \text{ m}^2$$

Pas de risque de flambement du poteau à la base.

### Vérification du flambement pour tous les niveaux

Les résultats de vérification du flambement se retrouve dans le tableau qui suit :

Tableau 2. 17 vérification du flambement du poteau

Niveau	$b$	$h$	$H_e$	$L_f$	$\lambda$	$\alpha$	$N_u$	$1,1N_u$	$B\gamma^{cal}$	$B\gamma^{adop}$	Obs
S-sol	45	45	408	284,2	21,851	0,788	2326,59	2559,249	0,0701	0,2025	Vérifiée
Rdc	45	40	396	277,2	21,313	0,791	2018,96	2220,856	0,0606	0,18	
1étage	40	40	306	214,2	18,528	0,804	1829,25	2012,175	0,0540	0,16	
2étage	40	40	306	214,2	18,52	0,804	1652,136	1817,3496	0,0488	0,16	
2étage	35	40	306	214,2	21,175	0,792	1474,06	1621,466	0,0442	0,14	
3étage	35	40	306	214,2	21,175	0,792	1299,99	1429,989	0,0390	0,14	
4étage	35	35	306	214,2	21,175	0,792	1145,00	1259,501	0,0343	0,1225	
5étage	35	35	306	214,2	21,175	0,792	944,94	1039,434	0,0283	0,1225	
6étage	30	35	306	214,2	24,704	0,772	762,09	838,299	0,0234	0,105	
8étage	30	35	306	214,2	24,704	0,772	576,88	634,568	0,0177	0,105	
9étage	30	30	306	214,2	24,704	0,772	387,51	426,261	0,0119	0,09	
10étage	30	30	306	214,2	24,70	0,772	195,54	215,094	0,0060	0,09	

D'après le tableau précédent, les sections des poteaux sont satisfaites, ainsi il n'y a pas de risque dz flambement du poteau.

### 3.1 Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments secondaires, nous avons opté les sections suivantes :

**Plancher :** Le plancher corps creux est (16+4) =20 cm, et plancher dalles pleines avec une épaisseur  $e = 15\text{cm}$

**Poutres :** Poutres principales :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$  Poutres secondaires :  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  Poutres de chaînage  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  Poutres palière :  $30 \times 30 \text{ cm}^2$ .

**Escalier (paliers + volées) :** Nous avons adopté une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$ .

**Voiles :** On opte pour une épaisseur de 20 cm.

**Les dimensions des poteaux sont dans le tableau suivant :**

**Tableau 2. 18** dimensions des poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 <sup>er</sup> + 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup>
Section	45 × 45	45 × 40	40 × 40	40 × 35	35 × 35	35 × 30	30 × 30



*CHAPITRE 3*

*ETUDE DES ELEMENTS  
SECONDAIRES*

## Chapitre 3 : étude des éléments secondaires

### Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui ne participent pas dans le système de contreventement de la structure comme les planchers, l'escalier, l'acrotère et l'ascenseur.

Dans ce calcul, on se base sur le chemin suivant en respectant la réglementation :

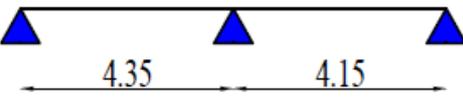
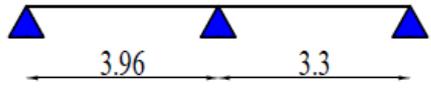
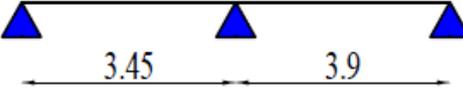
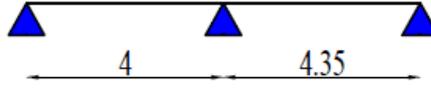
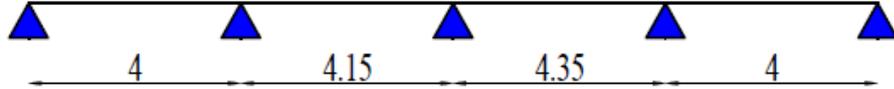
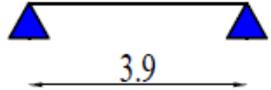
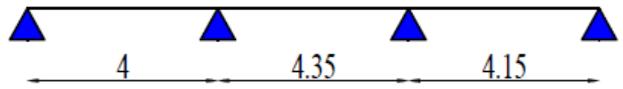
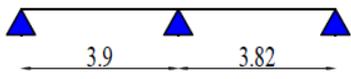
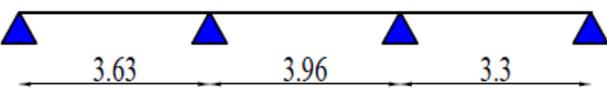
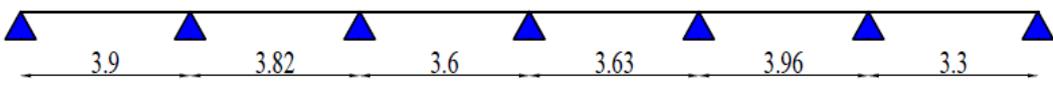
- Evaluation des charges.
- Calcul des sollicitations les plus défavorables.
- Ferrailage de l'élément et retrouver la section d'acier nécessaire pour reprendre le chargement.

### 1 Plancher à corps creux

Dans l'étude du plancher à corps creux, on s'intéresse aux types de poutrelles et à la dalle de compression qui sont les deux éléments résistants dans ce plancher, les types de poutrelle sont montrés dans la tableau suivant :

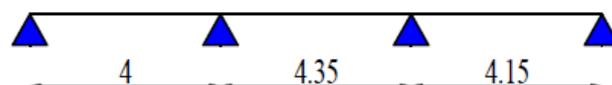
Tableau 3. 1 les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
	Poutrelles des planchers étage courant et terrasse inaccessible
1	
2	
3	
4	
5	

6	
7	
8	
9	
10	
11	
Poutrelles du plancher commerce	
1	
2	
3	
4	

### 1.1 Choix de la méthode de calcul

On prend un exemple de calcul du type 1 du plancher étage courant



On a dans l'évaluation des charges et surcharges les charges qui correspond à ce type :

$$G = 5,23 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

- Vérification de la méthode à utiliser :
  - 1-  $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$  (vérifiée)
  - 2-  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \in [0,8; 1,25] \rightarrow \frac{4}{4,35} = 0,91 \in [0,8; 1,25]$  (vérifiée)
  - 3- L'inertie est constante (vérifiée)
  - 4- Fissuration peu nuisible (vérifiée)

Toutes les conditions son vérifiées, ainsi on va utiliser la méthode forfaitaire.

**Remarque :**

- Si la première condition n'est pas vérifiée, on utilisera la méthode de Caquot.
- Si l'une des 3 dernières conditions n'est pas vérifiée, on utilisera la méthode de Caquot minorée.

➤ **Combinaison d'actions et calculs des charges**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU : } q_u = l_0(1,35G + 1,5Q) = 0,65(1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 1,5) = 6,05 \text{ KN/m} \\ \text{A l'ELS : } q_s = l_0(G + Q) = 0,65(5,23 + 1,5) = 4,37 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$q_u$  : la charge transmise à la poutrelle a l'ELU.

$q_s$  : la charge transmise à la poutrelle a l'ELS.

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

a) **Calcul des moments isostatiques :**

Tableau 3. 2 Moments isostatiques

Travée	ELU	ELS
1-2	$M_0^1 = \frac{q_u l_1}{8} = 12,1 \text{ KN/m}$	$M_0^1 = \frac{q_s l_1}{8} = 8,75 \text{ KN/m}$
2-3	$M_0^2 = 14,31 \text{ KN/m}$	$M_0^2 = 10,94 \text{ KN/m}$
3-4	$M_0^3 = 13,02 \text{ KN/m}$	$M_0^3 = 9,41 \text{ KN/m}$

**b) Moments aux appuis**

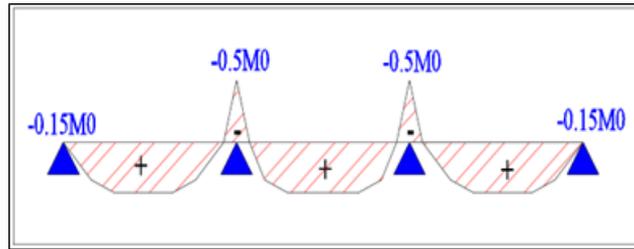


Figure 3. 1 Les moments aux appuis

Dans le tableau suivant, on résume les résultats de calcul des moments aux appuis :

Tableau 3. 3 Moments aux appuis

Appui	ELU	ELS
A	$M_A^U = 0 \text{ KN.m}$ (Appui de rive)	$M_A^S = 0 \text{ KN.m}$ (Appui de rive)
B	$M_B^U = -0,5 M_0^2 = -7,15 \text{ KN.m}$ (Appui intermédiaire)	$M_B^S = -0,5 M_0^2 = -7,15 \text{ KN.m}$ (Appui intermédiaire)
C	$M_C^U = -0,5 M_0^2 = -5,17 \text{ KN.m}$ (Appui intermédiaire)	$M_C^S = -0,5 M_0^2 = -5,17 \text{ KN.m}$ (Appui intermédiaire)
D	$M_D^U = 0 \text{ KN.m}$ (Appui de rive)	$M_D^S = 0 \text{ KN.m}$ (Appui de rive)

**c) Moments en travées**

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{1,5}{5,23+1,5} = 0,223$$

➤ Travée AB :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha) M_0^1 \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0^1 \end{cases}$$

➤ Travée BC :

$$\text{Max} \begin{cases} M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha) M_0^2 \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0^2 \end{cases}$$

➤ **Travée CD :**

$$\text{Max} \begin{cases} M_t^{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha) M_0^3 \\ M_t^{CD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0^3 \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les résultats des moments en travées :

Tableau 3. 4 Moments en travées

Travée	ELU	ELS
AB	9,33 KN.m	6,74 KN.m
BC	8,12 KN.m	5,86 KN.m
CD	10,32 KN.m	7,45 KN.m

**d) Calcul de l'effort tranchant**

➤ **Travée AB :**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} = 12,56 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,1 \frac{q_u l_{AB}}{2} = -13,31 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_B = 1,1 \frac{q_u l_{BC}}{2} = 14,48 \text{ KN}$$

$$V_C = -1,1 \frac{q_u l_{BC}}{2} = -14,48 \text{ KN}$$

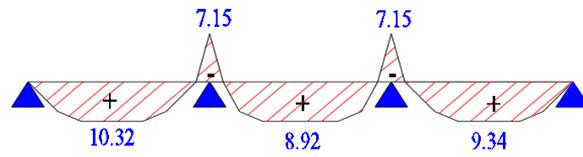
➤ **Travée CD :**

$$V_C = 1,1 \frac{q_u l_{CD}}{2} = 13,8 \text{ KN}$$

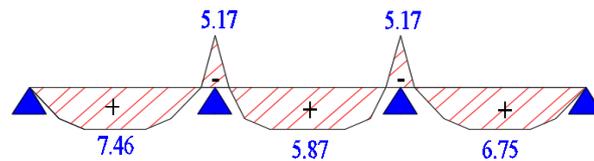
$$V_D = \frac{q_u l_{CD}}{2} = -12,55 \text{ KN}$$

e) Diagramme des efforts internes :

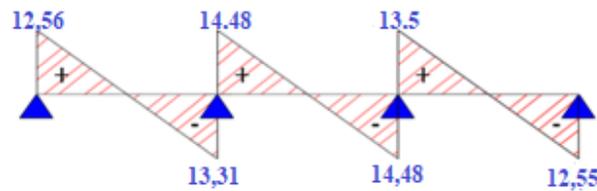
Moments à l'ELU :



Moments à l'ELS :



Efforts tranchants :



La figure suivante représente le diagramme de sollicitations des poutrelles au plancher de l'étage courant (commerce)

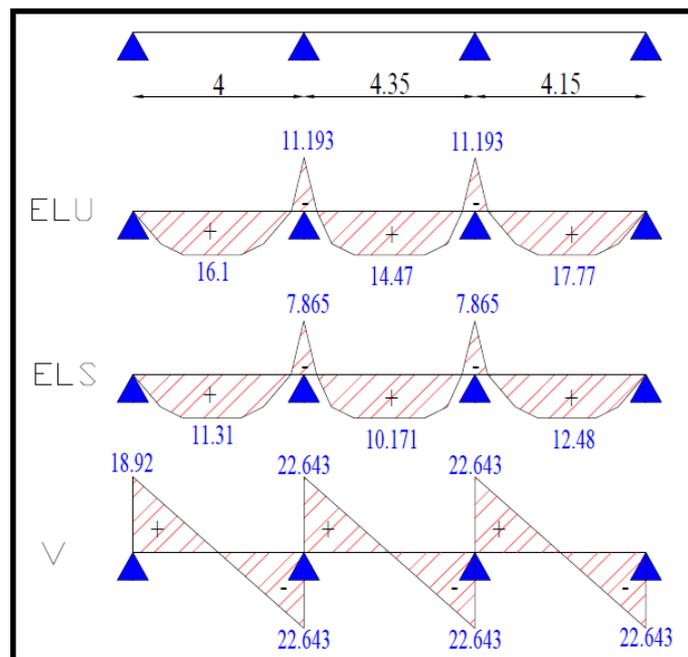
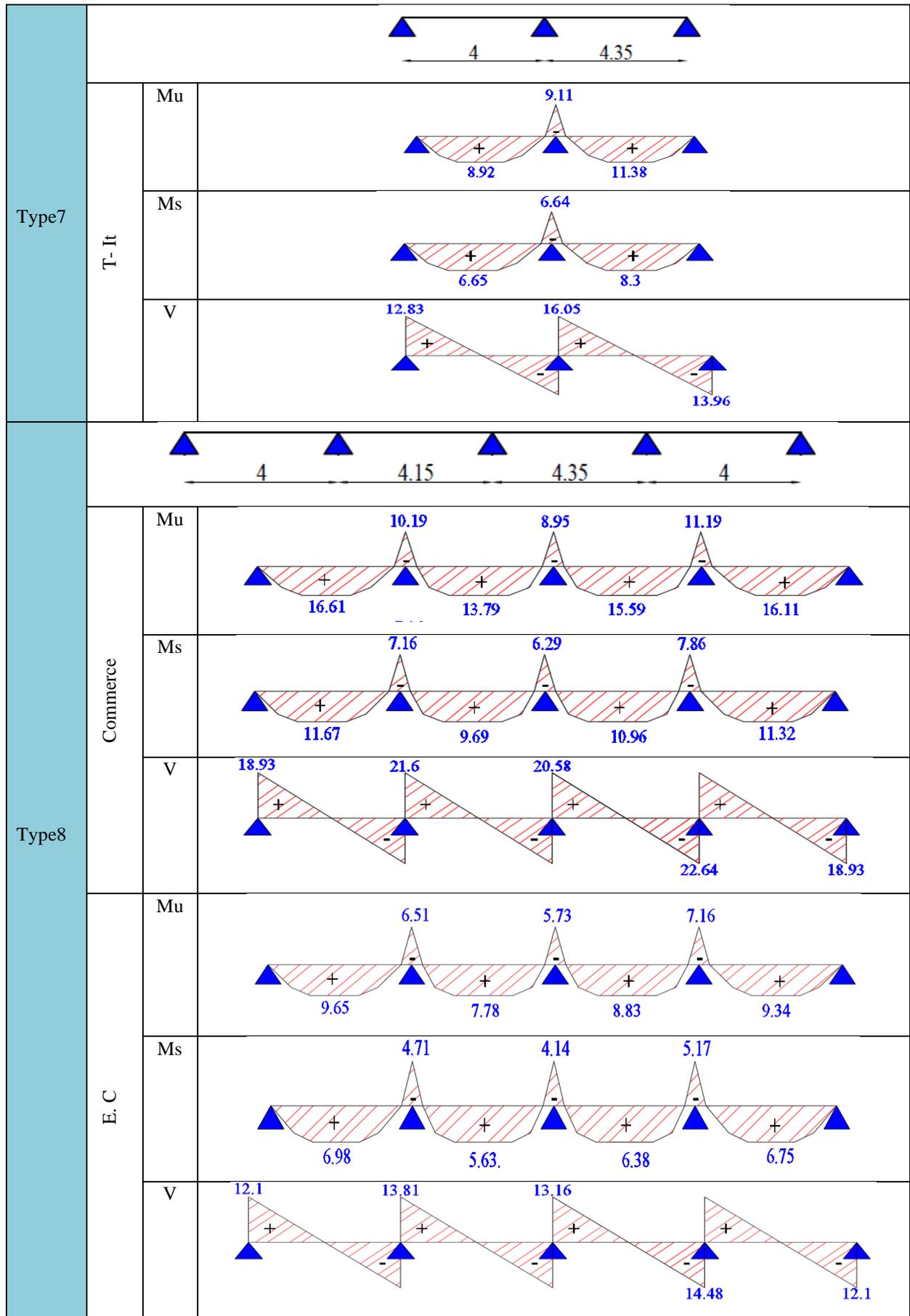


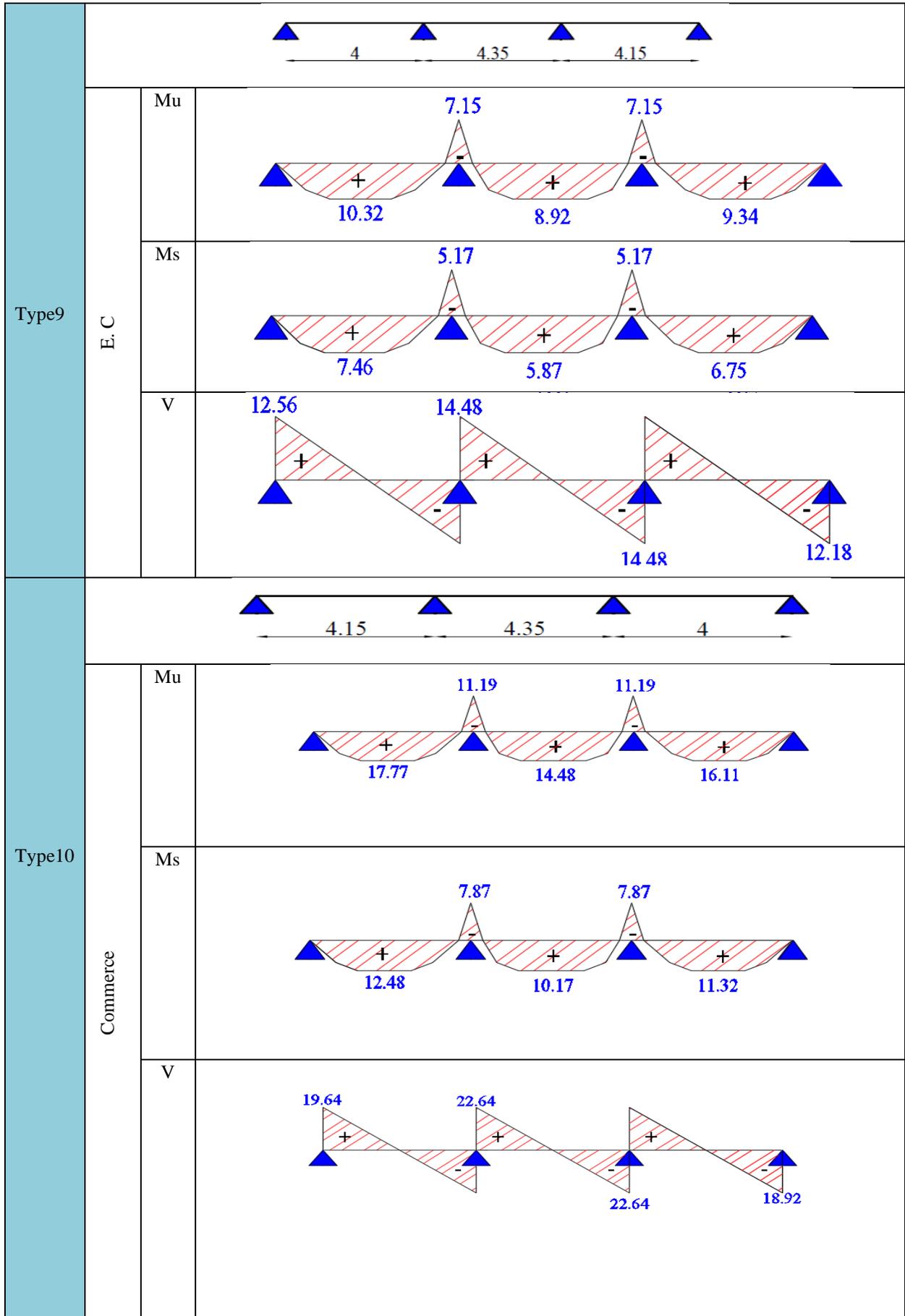
Figure 3. 2 Diagramme des sollicitations de la poutrelle étage courant (commerce)

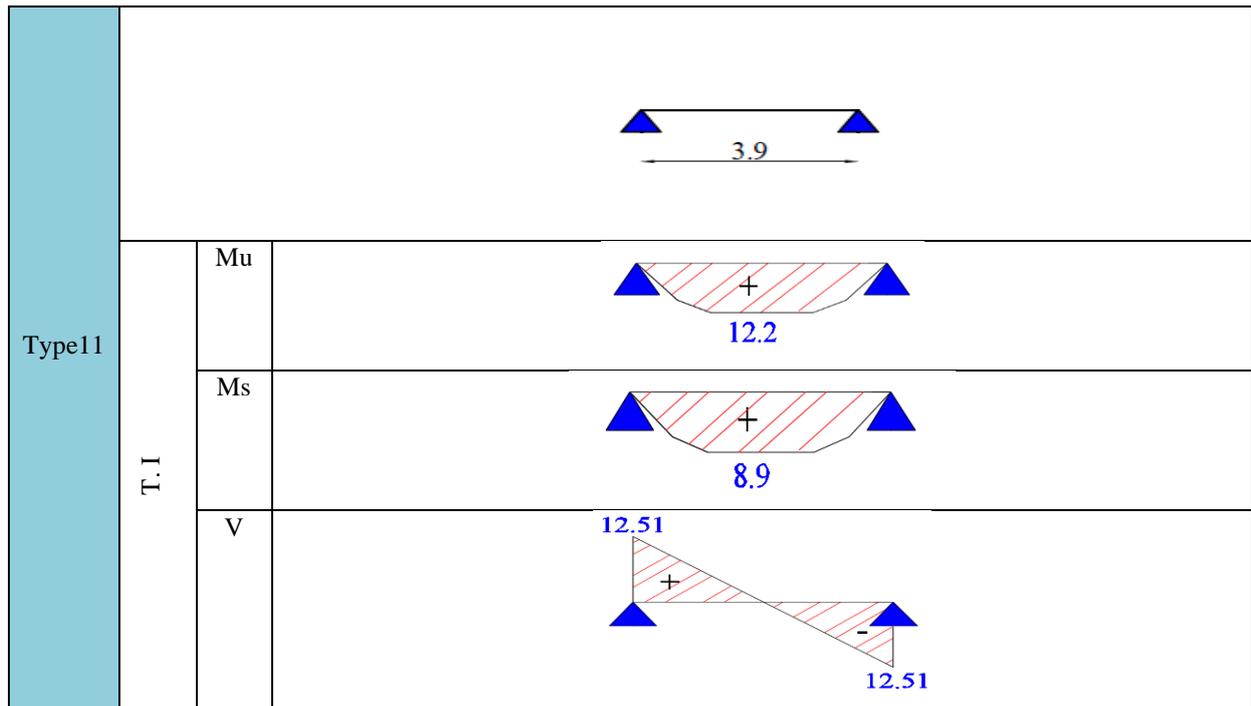
Tableau 3. 5 Diagrammes des sollicitations des différents types de poutrelles

types	Schémas et diagrammes		
Type 2			
	Commerce	Mu	
		Ms	
		V	
	Etage	Mu	
		Ms	
V			
Type 4			
	Commerce	Mu	
		Ms	
		V	

	Etage courant	Mu	
		Ms	
		V	
Type5	Etage		
		Mu	
		Ms	
		V	
Type6	Etage		
		Mu	
		Ms	
		V	







**Remarque :** On remarque qu'il n'y a pas une grande différence entre les sollicitations du plancher étage courant et terrasse inaccessible, ainsi on va ferrailer les deux avec le moment le plus défavorable entre les deux planchers.

### 1.2 Les sollicitations les plus défavorables

Tableau 3. 6 Sollicitations de ferrailage

Niveaux	ELU				ELS		
	$M_a^{rive} (KN.m)$	$M_a^{int} (KN.m)$	$M_t (KN.m)$	V(KN)	$M_a (KN.m)$	$M_a^{int} (KN.m)$	$M_t (KN.m)$
T. I	-2,28	-9,11	12,2	16,05	-1,66	-6,64	8,9
Commerce	-3,05	-11,19	17,77	22,64	-2,14	-7,87	12,48

Après avoir obtenus les résultats des sollicitations les plus défavorable, on va passer au ferrailage des poutrelles.

### 1.3 Ferrailage des poutrelles

#### a) Plancher commerce

##### ➤ Calcul à l'ELU :

- Section d'armatures longitudinales :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 17,77 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -11,19 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,05 \text{ KN.m} \\ V_u = 22,64 \text{ KN} \end{cases}$$

Données :  $b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 10\text{ cm}$  ;  $h = 20\text{ cm}$  ;  $h_0 = 4\text{ cm}$  ;  $F_e = 400\text{ MPA}$  ;  $F_{c28} = 25\text{ MPA}$

- Moment équilibré par la table de compression ( $M_{tu}$ )

$$M_{tu} = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{tu} \rightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression, ainsi on étudie une section rectangulaire  $b \times h$ .

- ✓ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{st}} = 0,0594 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0766$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1745$$

$$A_t = \frac{M_u}{z f_{st}} = 2,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix de barres : } 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1) : } A^{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

- ✓ En appui intermédiaire :

Tableau 3. 7 Ferrailage de l'appui intermédiaire

	$M_{Au}(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$	Choix
Appui int	11,19	0,251	0,369	0,1534	2,09	0,21	2HA12

$$h = 20\text{ cm} ; c = 2\text{ cm} ; d = 18\text{ cm} ; f_{bu} = 14,2\text{ MPa} ; f_{st} = 348\text{ MPa}$$

- ✓ En appui de rive :

$$M_a^{int} = 11,19 \text{ KN.m} \rightarrow 2,09 \text{ cm}^2$$

$$M_a^{rive} = 3,05 \text{ KN.m} \rightarrow 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : HA12}$$

➤ **Vérification cisaillement**

CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = 22,64 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau$  : contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}$  : contrainte du cisaillement admissible

$$\tau = \frac{V^{max}}{b_0 d} = \frac{0,02264}{0,018} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte du cisaillement est inférieure à la contrainte admissible, pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

BAEL99 (Art5.1.2.2)

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow \phi_t > (1,2 \text{ cm}; 0,57 \text{ cm}; 1 \text{ cm})$$

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t > 5,7 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Ainsi on prend  $2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement  $S_t$  :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t < \min(16,2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0,8 Fe(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau - 0,3 f_{t28} K)} = 28,9 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times Fe}{0,4 b_0} = 57 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ K=0 \text{ et } \alpha=90^\circ \end{array} \right.$$

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

➤ **Influence de  $V_u$  au voisinage d'appui :**

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

✓ Vérification des armatures longitudinales inférieures :

1) Cas d'un appui de rive :

On doit vérifier la condition :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{Fe} V_u = \frac{1,15 \times 22,26 \times 10^{-3}}{400}$$

$$A_l = 1,41 \text{ cm}^2 > 0,63 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

2) Cas d'un appui intermédiaire :

$$A_l = 1,13 + 0,28 \geq \frac{\gamma_s}{F_e} \left( Vu + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 0,02264 + \frac{-0,01119}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_l = 1,41 \text{ cm}^2 > -1,33 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la bielle :**

**BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$Vu \leq 0,267 \times 0,9d \times b_0 \times f_{c28}$$

$$22,26 \text{ KN} < 0,267 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,1 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Position de l'axe neutre y :**

- En travée :

$$\text{D'après le BAEL91.L.III.3 : } H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 3,05(18 - 4) = -120,05 < 0 \rightarrow \text{section en T}$$

**Calcul de y :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + (b - b_0)h_0)y - 15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \rightarrow y = 4,39 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 10306,38 \text{ cm}^4$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

**Contrainte de béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12,48 \times 10^{-3}}{10306,38 \times 10^{-8}} \times 0,0439 = 5,316 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,316 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

**Contrainte d'acier**

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left( \frac{d-y}{y} \right) = 247,21 \text{ MPa}$$

On est dans la fissuration peu nuisible, on n'a pas besoin de vérifier la contrainte d'acier.

- En appui :

**Tableau 3. 8** Vérification ELS en appui intermédiaire

$A_s$	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
2,26	3,84	8023,97	3,77	15	Vérifiée	208,32

➤ **Vérification de la flèche**

✓ **Conditions à vérifier :**

Si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite, on sera obligé de vérifier la flèche.

1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{0,2}{4,15} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

2)  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$$0,048 < \frac{17,77}{10 \times 20,36} = 0,087 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

3)  $\frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{F_e}$

$$0,0169 > 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4)  $l \leq 8m$

$$4,15m < 8m \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les deux premières conditions ne sont pas satisfaites, Ainsi on doit vérifier la flèche.

Pour que la flèche soit vérifiée, il faut satisfaire la condition suivante :  $\Delta f \leq \bar{f}$

$\Delta f$ : flèche totale.

$\bar{f}$  : flèche admissible.

✓ **La valeur limite de la flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,15}{500} = 8,3 \text{ mm} \quad \text{Avec } l < 5m$$

✓ **Evaluation de la flèche :**

La flèche réelle  $\Delta f$  est calculée par l'expression suivante :

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

$f_{gv}$  : flèche due aux charges permanents G différée

$f_{gi}$  : flèche due aux charges permanents G instantané

$f_{ji}$  : flèche due aux charges permanents G au moment de la mise en œuvre des cloisons

$f_{pi}$  : flèche due aux charges permanents G et Q

$f$  est calculée par l'expression :

$$f = \frac{M_{tser} l^2}{10EI_f}$$

On a :

$$- \quad g = 5,23 \text{ KN/m}^2 \rightarrow g = 3,4 \text{ KN/m}$$

$$M_{0g} = \frac{gl^2}{8} = 7,32 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tg} = 5,676 \text{ KN.m}$$

$$- \quad j = g - \text{revetement} = 2,47 \text{ KN/m}$$

$$M_{0j} = \frac{j l^2}{8} = 5,32 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tj} = 4,122 \text{ KN.m}$$

$$- \quad P = (G + Q)l_0 = 6,65 \text{ KN/m}$$

$$M_{0P} = \frac{j l^2}{8} = 14,316 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tP} = 12,484 \text{ KN.m}$$

**Module de Young instantané et déferé :**

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 E_V = 32456,6 \text{ MPa}$$

### Inertie de la section fissurée $I_f$

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$I_0$  : inertie de la section non fissurée homogénéisée par rapport au béton.

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

$y_g$  : la position du centre de gravité de la section, pour une section en T.

$$y_g = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15Ad}{(b_0 h) + (b - b_0) h_0 + 15A} \rightarrow y_g = 7 \text{ cm}$$

$$I_0 = 19795,75 \text{ cm}^4$$

### Calcul de $\mu$ et $\lambda$ :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,01694$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 b f_{t28}}{(2b + 3b_0) \rho} = 2,518$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,0072$$

$$\mu = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{st} + f_{t28}}\right)$$

$$\text{Contrainte d'acier sous G : } \sigma_{gser} = 15 \frac{M_{gser}}{I} (d - y) = 112,43 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte d'acier sous J : } \sigma_{jser} = 15 \frac{M_{jser}}{I} (d - y) = 81,649 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte d'acier sous P : } \sigma_{pser} = 15 \frac{M_{pser}}{I} (d - y) = 247,28 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \max(0; 0,622) = 0,622$$

$$\mu_j = \max(0; 0,518) = 0,518$$

$$\mu_p = \max(0; 0,805) = 0,805$$

**Calcul de  $I_f$  :**

$$I_{f_{gv}} = \frac{1,1 \times 19795,75}{1 + 1,0072 \times 0,622} = 13414,7 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1,1 \times 19795,75}{1 + 2,518 \times 0,622} = 8485,45 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1,1 \times 19795,75}{1 + 2,518 \times 0,518} = 9449,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1,1 \times 19795,75}{1 + 2,518 \times 0,805} = 7193,72 \text{ cm}^4$$

**Calcul de  $f$  :**

$$f_{gv} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 * E_v * I_{f_{gv}}} = 6,73 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times l^2}{10 * E_i * I_{f_{gi}}} = 3,54 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p \text{ ser}} \times l^2}{10 * E_i * I_{f_{pi}}} = 9,2 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{j \text{ ser}} \times l^2}{10 * E_i * I_{f_{ji}}} = 2,31 \text{ mm}$$

**Calcul de  $\Delta f$  :**

$$\Delta f = 6,73 - 2,31 + 9,2 - 3,54 = 10,08 \text{ mm} > \bar{f} = 8,3 \text{ mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, ainsi on doit augmenter la section des aciers.

**La nouvelle section d'acier :**

On prend : **2HA14 + 1HA12**

**- Vérification de la flèche avec la nouvelle section d'armature**

Le tableau suivant montre la re vérification de la flèche avec la nouvelle section d'acier qu'on a pris :

Tableau 3. 9 Vérification de la flèche avec la nouvelle section d'acier

	Avant augmentation	Après augmentation
G (KN/m <sup>2</sup> )	5,23	5,23
J	3,8	3,8
P	10,23	10,23
MserG (KN.m)	5,676	5,676
MserJ (KN.m)	4,122	4,122
MserP (KN.m)	12,484	12,484
I (cm <sup>4</sup> )	10306,38	13358,58
$\rho$	0.01694	0,0234
$\lambda_i$	2,518	1,823
$\lambda_v$	1,0072	0.729
$\sigma_{stG}$ (MPa)	112,43	82,15
$\sigma_{stj}$ (MPa)	81,649	59,66
$\sigma_{stp}$ (MPa)	247,28	180,69
$\mu_G$	0.622	0.624
$\mu_J$	0.52	0.522
$\mu_P$	0.805	0.806
IfGv (cm <sup>4</sup> )	13414,7	16499,46
Ifji (cm <sup>4</sup> )	9449,77	12300,13
IfPi (cm <sup>4</sup> )	7193,72	9721,23
Ifgi (cm <sup>4</sup> )	8485,45	11230,14
fGv (mm)	6,73	5,47
fGi (mm)	3.54	2,68
fJi (mm)	2.31	1,78
fPi (mm)	9,2	6,81
$\Delta f$ (mm)	10,08	7,82
$\bar{f}$ (mm)	8,3	8,3
Observation	La flèche n'est pas vérifiée	La flèche est vérifiée

La flèche est vérifiée avec la section d'acier qu'on a opté : **2HA14+HA12**

**b) Plancher étage courant et terrasse inaccessible**

Le tableau suivant montre les résultats de ferrailage de la poutrelle de la terrasse inaccessible :

Tableau 3. 10 Calcul à l'ELU

	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
Travée	12,2	0,0407	0,0519	0,177	1,98	1,41	2HA10+1HA8=2,07
Appui int	9,11	0,198	0,278	0,159	1,64	0,22	HA12+1HA10=1,92
Appui rive	2,28	0,049	0,062	0,175	0,37	0,22	HA10=0,79

$$h = 20 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Ferraillage transversale :**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow \phi_t > (0,8cm; 0,57cm; 1cm) = 8mm$$

$$\phi_t = 6mm, \text{ on prend } 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification du cisaillement :**

$$V_u = 16,05 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau$  : contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}$  : contrainte du cisaillement admissible

$$\tau = \frac{V^{max}}{b_0 d} = \frac{0,01605}{0,018} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte du cisaillement est inférieure à la contrainte admissible, pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \rightarrow S_t < \min(16,2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0,8 Fe(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau - 0,3f_{t28K})} = 70,1 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times Fe}{0,4 b_0} = 57 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ K=0 \text{ et } \alpha=90^\circ \end{array} \right.$$

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

➤ **Influence de  $V_u$  au voisinage d'appui :**

**CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

✓ Vérification des armatures longitudinales inferieures :

a) Cas d'un appui de rive :

On doit vérifier la condition :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{Fe} V_u = \frac{1,15 \times 16,05 \times 10^{-3}}{400}$$

$$A_l = 0,78 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

b) Cas d'un appui intermédiaire :

$$A_l = 1,13 + 0,28 \geq \frac{\gamma_s}{Fe} \left( V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 0,01605 + \frac{-0,01119}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_l = 1,41 \text{ cm}^2 > -1,15 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la bielle :**

**BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$Vu \leq 0,267 \times 0,9d \times b_0 \times f_{c28}$$

$$16,05 \text{ KN} < 0,267 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,1 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Position de l'axe neutre y :**

- En travée :

$$\text{D'après le BAEL91.L.III.3 : } H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 65 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 2,07(18 - 4) = 85,3 \text{ cm}^3 > 0 \rightarrow \text{section rectangulaire (} b \times h \text{)}$$

**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow y = 3,69 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 7446,9 \text{ cm}^4$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

**Contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \geq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8,9 \times 10^{-3}}{7446,9 \times 10^{-8}} \times 0,0369 = 4,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,316 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

**Contrainte d'acier**

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \left( \frac{d-y}{y} \right) = 256,53 \text{ MPa}$$

On est dans la fissuration peu nuisible, on n'a pas besoin de vérifier la contrainte d'acier.

- En appui :

Tableau 3. 11 Vérification ELS en appui intermédiaire

$A_s$	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
1,92	7,7	4577,17	11,17	15	Vérifiée	224,129

➤ **Vérification de la flèche**

✓ **Conditions à vérifier :**

Si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite, on sera obligé de vérifier la flèche.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0,2}{4,15} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$0,048 < \frac{17,77}{10 \times 20,36} = 0,087 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{F_e}$$

$$0,0169 > 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$4) l \leq 8m$$

$$4,15m < 8m \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les deux premières conditions ne sont pas satisfaites, Ainsi on doit vérifier la flèche.

Pour que la flèche soit vérifiée, il faut satisfaire la condition suivante :  $\Delta f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 8,3 \text{ mm}$$

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

Tableau 3. 12 Vérification de la flèche

	La flèche
G (KN/m2)	6,2
J	2,8
P	7,2
MserG (KN.m)	7,66
MserJ (KN.m)	3,46
MserP (KN.m)	8,89
I (cm4)	7446,9
$\rho$	0,115
$\lambda_i$	1,826
$\lambda_v$	0,73
$\sigma_{stG}$ (MPa)	120,65
$\sigma_{stj}$ (MPa)	54,5
$\sigma_{stp}$ (MPa)	140,03
$\mu_G$	0,519
$\mu_J$	0,202
$\mu_P$	0,57
IfGv (cm4)	36103,1
Ifji (cm4)	36367,32
IfPi (cm4)	24392,88
Ifgi (cm4)	25559,2
fGv (mm)	2,98
fGi (mm)	1,4
fJi (mm)	0,45
fPi (mm)	1,7
$\Delta f$ (mm)	2,83
$\bar{f}$ (mm)	8,3
Observation	La flèche est vérifiée

Tous les critères son vérifiée avec la section d'armature opté :

**Travée : 2HA10 + 1HA8**

**Appui : 1HA10 (filante) + 1HA12 (chapeau)**

➤ Etude de la dalle de compression :

**CBA (Art B.6.8.4.2.3)**

Armatures perpendiculaires aux poutrelles ;

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0,65 \text{ cm}^2 / ml$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,325 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures et espacements à adopter

D'après le **CBA** les espacements ne doivent pas dépasser :

$S_t \leq 20 \text{ cm}$  : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

$S_t \leq 30 \text{ cm}$  : pour les armatures parallèles aux nervures.

On opte pour un treillis soudé : TS  $5\phi 6 (150 \times 150) \text{cm}^2$

La figure suivante montre le schéma de ferrailage des poutrelles :

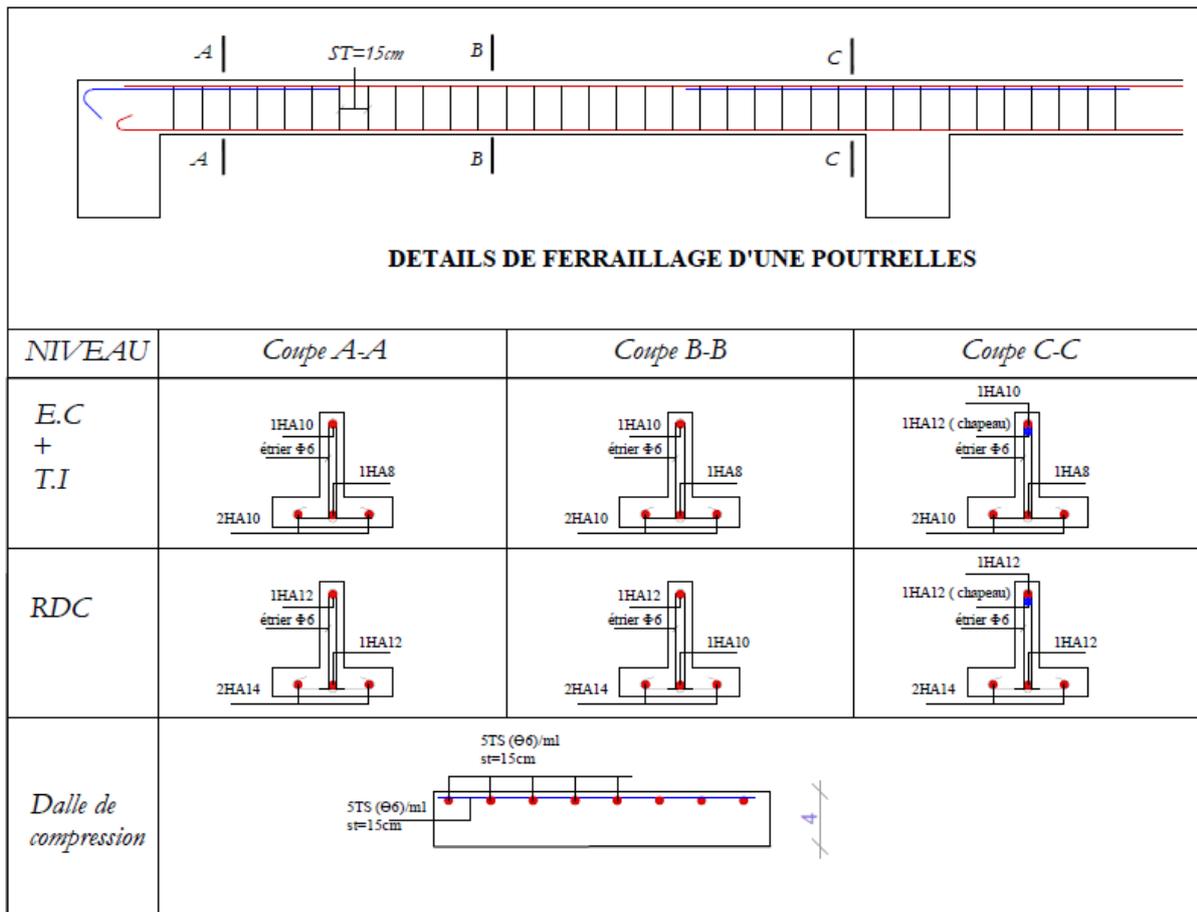


Figure 3. 3 Schéma de ferrailage des poutrelles

## 2 Plancher dalle pleine

La dalle pleine est considérée comme une plaque mince horizontale appuyée sur un ou plusieurs appuis.

### 2.1 Données de différentes dalles

Tableau 3. 13 Données de différentes dalles

Types	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$\rho$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
DP1	3,3	4,05	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
DP2	1,25	2,2	0,56	0,0855	0,253	0,0909	0,431
DP3	1,3	1,55	0,83	0,0531	0,649	0,06	0,75
DP4	1,25	1,3	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
DP5	1,25	1,85	0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552
DP6	1,25	1,65	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
DP7	1,2	3,52	0,33				
DP8	1,6	3,3	0,4	0,1094	0,25	0,1115	0,293

### 2.2 Exemple de calcul DP1 (4 appuis)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,3}{4,05} = 0,81 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens car } \rho > 0,4$$

#### a) Calcul de sollicitations

On a :  $G = 6,18 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,593 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7,68 \text{ KN/m}^2$$

**ELU** :  $\mu_x = 0,0553$  et :  $\mu_y = 0,613$

**ELS** :  $\mu_y = 0,0621$  et :  $\mu_x = 0,723$

Sens x :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 6,38 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 5,423 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -3,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 5,126 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 4,35 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -2,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens y :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 3,91 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 3,32 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_{0y} = -1,95 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 3,71 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 3,15 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_{0y} = -1,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b) Ferrailage de la dalle pleine**

La dalle pleine se ferraille à la flexion simple.

Tableau 3. 14 Ferrailage de la dalle F.S

	$M_u$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix $\text{(cm}^2\text{)}$	St (cm)
Sens x	5,423	0,0265	0,0336	0,1184	1,316	1,314	4HA8 = 2,01	25
Sens y	3,32	0,0162	0,02	0,119	0,8	1,2	4HA8 = 2,01	25
appui	-3,19	0,0156	0,0196	0,119	0,77	1,316	4HA8 = 2,01	25

$e = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$

- Section minimale d'acier au sens x :

$A^{min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 1,314 \text{ cm}^2 < A = 1,316 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on ferraille avec A

- Section minimale d'acier au sens y :

$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2 > A = 0,77 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on ferraille avec  $A^{min}$

➤ **Vérification de l'espacement :**

Sens x :  $St \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Sens y :  $St \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 45 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$

**c) Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

Sens x :  $V_x = \frac{q_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12,13 \text{ KN/ml}$

On doit vérifier :  $\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$

Dans ce cas, on n'a pas besoin d'armature d'âme au sens x.

$$\text{Sens } y : V_y = \frac{Pl_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On doit vérifier : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,054 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

Dans ce cas, on n'a pas besoin d'armature d'âme au sens y.

➤ **Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes :**

Tableau 3. 15 Contraintes du béton

Sens	$M_{ts}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Sens x	4,35	2,4	3239,424	3,8	15	Vérifiée
Sens y	3,15	2,4	3239,424	2,33	15	Vérifiée
Appui	3,19	2,4	3239,424	2,36	15	Vérifiée

$$e = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Pour les contraintes d'acier, on n'a pas besoin de les vérifier car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Vérification de la flèche**

Si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée, on sera obligé de vérifier la flèche :

- 1)  $\frac{h}{l_y} \geq \frac{3}{80} \rightarrow \frac{0,15}{4,05} = 0,03703 < 0,0375$  (condition non vérifiée)
- 2)  $\frac{h}{l_y} \geq \frac{M_{ty}}{20M_{0y}} \rightarrow 0,03703 < 0,0424$  (condition non vérifiée)
- 3)  $\frac{A_{ty}}{b \times d} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 1,67 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$  (condition vérifiée)

Dans ce cas, on doit vérifier la flèche de la dalle pleine.

**Calcul de la flèche**

- **La flèche admissible**

$$\bar{f} = \frac{l_y}{500} = \frac{4050}{500} = 8,1 \text{ mm}$$

- La flèche  $\Delta f$  :

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

Tableau 3. 16 Vérification de la flèche de la dalle pleine

	4HA8= 2,01 cm <sup>2</sup>
G (KN/m2)	6,18
J	2,4
P	7,68
Mser <sup>G</sup> (KN.m)	2,57
Mser <sup>J</sup> (KN.m)	1,97
Mser <sup>P</sup> (KN.m)	3,15
I (cm4)	3239,424
Ev (MPa)	10818,86
Ei (MPa)	32456,6
$\rho$	0,001675
$\lambda_i$	12,54
$\lambda_v$	5,015
$\sigma_{st}^G$ (MPa)	114,24
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	87,57
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	140,02
$\mu_G$	0
$\mu_j$	0
$\mu_P$	0
$y_G$ (cm)	7,58
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	28723,62
$I_{f_{gv}}$ (cm4)	31575,98
$I_{f_{gi}}$ (cm4)	31575,98
$I_{f_{ji}}$ (cm4)	31575,98
$I_{f_{pi}}$ (cm4)	31575,98
$f_{gv}$ (mm)	1,23
$f_{gi}$ (mm)	0,41
$f_{ji}$ (mm)	0,31
$f_{pi}$ (mm)	0,5
$\Delta f$ (mm)	1,01

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,23 - 0,31 + 0,5 - 0,41 = 1,01 \text{ mm} < 8 \text{ mm}$$

La flèche de la dalle est vérifiée.

- Notre dalle est une dalle avec une ouverture de  $(1,6 \times 1,8)m^2$  pour l'ascenseur. Dans ce cas on doit enlever le ferrailage dans le vide et on le remplace dans les deux extrémités du vide.

➤ **Ferrailage des extrémités du vide d'ascenseur**

**Sens x :**  $l_x = 1,6 m$

On a :  $4HA8 = 2,01 cm^2 \rightarrow 1 ml$

$A = 1,6 \times 2,01 = 3,21 cm^2 \rightarrow HA25 = 4,91 cm^2$

**Longueur de scellement :**

**BAEL Art .6.1.221**

Les barres rectilignes de diamètre et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $l_s$  dite « longueur de scellement droit ». Cette longueur se calcule par :

$l_s = 40\phi$  Pour Fe 400.

$l_s = 50\phi$  Pour les Fe 500 et les RL.

Dans notre cas on utilise la haute adhérence Fe 400, ainsi on calcule cette longueur par :

$l_s = 40\phi = 40 \times 2,5 = 100cm$

**Sens y :**  $l_x = 1,8 m$

On a :  $4HA8 = 2,01 cm^2 \rightarrow 1 ml$

$A = 1,8 \times 2,01 = 3,62 cm^2 \rightarrow HA25 = 4,91 cm^2$

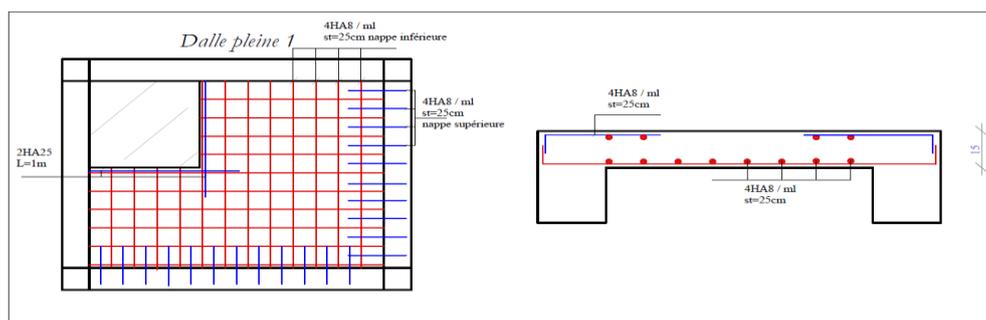
**Longueur de scellement :**

**BAEL Art .6.1.221**

Dans notre cas on utilise la haute adhérence Fe 400, ainsi on calcule cette longueur par :

$l_s = 40\phi = 40 \times 2,5 = 100 cm$

La figure suivante montre le schéma de ferrailage de la dalle pleine 1 :



**Figure 3. 4** schéma de ferrailage de la dalle pleine 1

### 2.3 Exemple de calcul DP8 (3 appuis)

$l_x = 1,6 \text{ m} ; l_y = 3,3 \text{ m} ; \rho = 0,48 > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

#### a) Calcul des sollicitations

On a :  $G = 7,15 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8,15 \text{ KN/m}^2$$

On a :  $l_x = 1,6 \text{ m} ; \frac{l_y}{2} = 1,65 \text{ m} \rightarrow l_x < \frac{l_y}{2}$

**Sens x :**

$$M_{0x} = \frac{q_u l_x^2 l_y}{2} - \frac{2}{3} q_u l_x^3 = \frac{11,15 \times 1,6^3 \times 3,3}{2} - \frac{2}{3} \times 11,15 \times 1,6^3 = 16,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x}^s = \frac{q_s l_x^2 l_y}{2} - \frac{2}{3} q_s l_x^3 = 12,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 14,15 \text{ KN.m} ; M_{tx}^s = 0,85 M_{0x}^s = 10,345 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -8,33 \text{ KN.m} ; M_{ax}^s = -0,5 M_{0x}^s = -6,08 \text{ KN.m}$$

**Sens y :**

$$M_{0y} = \frac{q_u l_x^3}{6} = 7,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^s = \frac{q_s l_x^3}{6} = 5,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 6,47 \text{ KN.m} ; M_{ty}^s = 0,85 M_{0y}^s = 4,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -3,8 \text{ KN.m} ; M_{ay}^s = -0,5 M_{0y}^s = -2,78 \text{ KN.m}$$

#### b) Calcul de ferrailage

Tableau 3. 17 Ferrailage de la dalle F.S

	$M_u$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix $\text{(cm}^2\text{)}$	St (cm)
Sens x	14,15	0,069	0,089	0,115	3,53	1,51	5HA10 = 3,93	20
Sens y	6,74	0,031	0,039	0,118	1,57	1,2	4HA8 = 2,01	25
appui	-8,33	0,04	0,05	0,117	2,04	1,316	5HA8 = 2,51	25

$$e = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Section minimale d'acier au sens x :

$$A^{min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 1,51 \text{ cm}^2 < A = 3,53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

- Section minimale d'acier au sens y :

$$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2 < A = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

➤ **Vérification de l'espacement :**

$$\text{Sens x : } St \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y : } St \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 45 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

c) **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{Sens x : } V_x = \frac{q_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8,45 \text{ KN}$$

$$\text{On doit vérifier : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

Dans ce cas, on n'a pas besoin d'armature d'âme au sens x.

$$\text{Sens y : } V_y = \frac{P l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0,96 \text{ KN}$$

$$\text{On doit vérifier : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,008 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

Dans ce cas, on n'a pas besoin d'armature d'âme au sens y.

➤ **Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes :**

**Tableau 3. 18** Contraintes du béton

Sens	$M_{ts}$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Sens x	10,345	3,21	5657,25	4,39	15	Vérifiée
Sens y	4,73	2,4	3239,424	3,5	15	Vérifiée
Appui	6,08	2,65	3911,77	4,11	15	Vérifiée

- Pour les contraintes d'acier, on n'a pas besoin de les vérifier car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Vérification de la flèche**

Si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée, on sera obligé de vérifier la flèche :

- 1)  $\frac{h}{l_y} \geq \frac{3}{80} \rightarrow \frac{0,15}{3,3} = 0,045 > 0,0375$  (condition vérifiée)
- 2)  $\frac{h}{l_y} \geq \frac{M_{ty}}{20M_{0y}} \rightarrow 0,045 > 0,042$  (condition vérifiée)
- 3)  $\frac{A_{ty}}{b \times d} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 1,67 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$  (condition vérifiée)

Dans ce cas, on n'a pas besoin de vérifier la flèche de la dalle pleine.

**2.4 Exemple de calcul DP7 (balcon)**

$l_x = 1,2 \text{ m} ; l_y = 3,52 \text{ m} ; \rho = 0,33 < 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

**a) Calcul des sollicitations**

On a :  $G = 5,18 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,244 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 8,68 \text{ KN/m}$$

$$M_{tu} = -\frac{q_u l_x^2}{2} = -\frac{12,24 \times 1,2^2}{2} = -8,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = -\frac{q_s l_x^2}{2} = -\frac{8,68 \times 1,2^2}{2} = -6,25 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul du ferrailage**

**Tableau 3. 19** Ferrailage de la console

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z (m)$	$A (cm^2)$	$A^{mn} (cm^2)$	Choix ( $cm^2$ )	St (cm)
Travée	-8,81	0,043	0,055	0,117	2,15	1,2	2HA8+2HA10=2,58	25

$e = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Armatures de répartitions :**

$A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 0,53 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend : 4HA8 = 2,01  $cm^2$

➤ **Vérification de l'espacement**

Notre dalle est une dalle d'un balcon exposé aux intempéries, dans ce cas la fissuration est nuisible.

**Sens x :**  $S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

**Sens y :**  $S_t \leq \min(30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

**c) Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$V_u = q_u l_x = 12,244 \times 1,2 = 14,69 \text{ KN}$

$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,122 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$

Pas de risque de rupture par cisaillement, ainsi on n'a pas besoin des armatures d'âme.

➤ **Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes :**

- **Contraintes de béton**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$y = 2,685 \text{ cm}$

$I = 4003,19 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y = \frac{6,25 \times 10^{-3}}{4003,19 \times 10^{-8}} \times 0,02685 = 4,19$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$  (contrainte de béton vérifiée).

- **Contrainte d'acier**

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left( \frac{d-y}{y} \right) < \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left( \frac{d-y}{y} \right) = 218,146 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$  condition non vérifiée, ainsi on doit ferrailer à l'ELS.

**Ferrailage à l'ELS :**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = 2,1525 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0,232$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,25 \times 10^{-3}}{0,12 \left(1 - \frac{0,232}{3}\right) 218,146} = 2,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la flèche**

Si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée, on sera obligé de vérifier la flèche :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{3}{80} \rightarrow \frac{0,15}{1,6} = 0,09375 > 0,0375 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ty}}{20M_{0y}} \rightarrow 0,09375 > 0,05 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$3) \frac{A_{tx}}{b \times d} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} = 2,617 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \text{ (condition vérifiée)}$$

Dans ce cas, on n'a pas besoin de vérifier la flèche de la dalle pleine.

## 2.5 Exemple de calcul DP5

$l_x = 1,25 \text{ m} ; l_y = 1,85 \text{ m} ; \rho = 0,67 < 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

### a) Calcul des sollicitations

On a :  $G = 7,15 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8,15 \text{ KN/m}^2$$

On a :  $l_x = 1,25 \text{ m} ; \frac{l_y}{2} = 0,925 \text{ m} \rightarrow l_x > \frac{l_y}{2}$

**Sens x :**

$$M_{0x} = \frac{q_u l_y^3}{24} = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x}^s = \frac{q_s l_y^3}{24} = 2,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 2,5 \text{ KN.m} ; M_{tx}^s = 0,85 M_{0x} = 1,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -1,47 \text{ KN.m} ; M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -1,075 \text{ KN.m}$$

**Sens y :**

$$M_{0y} = \frac{q_u l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u l_y^3}{48} = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \frac{q_s l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_s l_y^3}{48} = 2,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 2,56 \text{ KN.m} ; M_{ty}^s = 0,85 M_{0y} = 1,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -1,51 \text{ KN.m} ; M_{ty} = -0,5 M_{0y} = -1,1 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du ferrailage

Tableau 3. 20 Ferrailage de DP5

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z (m)$	$A (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	Choix $cm^2$	St $cm$
Travée x	2,5	0,00146	0,0017	0,119	0,6	1,51	4HA8 = 2,01	25
Travée y	2,56	0,0015	0,0018	0,119	0,618	1,2	4HA8 = 2,01	25
appui	1,51	0,000886	0,00022	0,119	0,36	1,2	4HA8 = 2,01	25

$e = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ Vérification de l'espacement

Notre dalle est une dalle d'un balcon exposé aux intempéries, dans ce cas la fissuration est nuisible.

Sens x :  $S_t \leq \min(3e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

Sens y :  $S_t \leq \min(45 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

c) Vérifications nécessaires

➤ Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5,76 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,048 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, ainsi on n'a pas besoin des armatures d'âme.

➤ Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Tableau 3. 21 Contraintes du béton

Sens	$M_{ts} (KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
Sens x	1,82	2,4	3239,424	1,34	15	Vérifiée
Sens y	1,87	2,4	3239,424	1,38	15	Vérifiée
Appui	1,1	2,4	3239,424	0,814	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée, on sera obligé de vérifier la flèche :

- 1)  $\frac{h}{l_x} \geq \frac{3}{80} \rightarrow \frac{0,15}{1,25} = 0,12 > 0,0375$  (condition vérifiée)
- 2)  $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ty}}{20M_{0y}} \rightarrow 0,12 > 0,042$  (condition vérifiée)
- 3)  $\frac{A_{tx}}{b \times d} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 < 5 \times 10^{-3}$  (condition vérifiée)

Dans ce cas, on n'a pas besoin de vérifier la flèche de la dalle pleine.

Tableau 3. 22 Ferrailage des dalles

Dalle pleine	Ferrailage sens x	Ferrailage sens y	Appui
DP1, 2, 3, 4, 5	4HA8	4HA8	4HA8
DP7	5HA10	4HA8	
DP8	5HA10	4HA8	5HA8

**3 Etude de l'escalier**

L'étude de l'escalier consiste à déterminer les sollicitations aux quelle il est soumis pour calculer le ferrailage qui lui convient. Dans notre cas, on a un seul type qui est un escalier à double volée.

**3.1 Schéma statique de l'escalier**

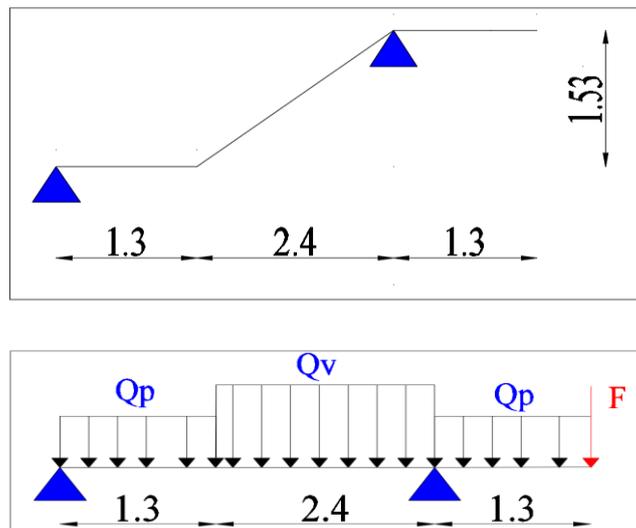


Figure 3.2. Schéma statique de l'escalier

### 3.2 Calcul des sollicitations

Pour déterminer les sollicitations aux quelles l'escalier est soumis, on utilisera la méthode des sections (RDM) :

On a :

$$q_u^P = (1,35G^P + 1,5Q^P) * 1 = 10,74 \text{ KN/m} ; q_s^P = 7,68 \text{ KN/m}$$

$$q_u^V = (1,35G^V + 1,5Q^V) * 1 = 15,26 \text{ KN/m} ; q_s^V = 11,03 \text{ KN/m}$$

$$P_{mur} = (G_{mur} + h_{mur}) * 1 = 7,866 \text{ KN}$$

$$G_0^{chainage} = 25 * 0,3^2 = 2,25 \text{ KN/m}$$

$$F = (G_0^{chainage} + P_{mur}) * 1,35 = 13,65 \text{ KN}$$

- Apres calcul par la méthode des sections, on à obtenu les résultats suivants :

$$M_t = 10,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui A} = 6,035 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui B} = 26,83 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = 34,46 \text{ KN}$$

### 3.3 Ferrailage de l'escalier

Tableau 3. 23 Ferrailage de l'escalier à la flexion simple

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	SSt (cm)
Travée	10,26	0,05	0,064	0,117	2,52	1,45	4HA10 = 3,14	25
Appui A	6,035	0,029	0,037	0,118	1,47	1,45	4HA8 = 2,01	25
Appui B	26,83	0,131	0,176	0,1115	6,91	1,45	5HA14 = 7,7	20

$$e = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A^{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de repartions**

$$\text{Travée : } \frac{A_l}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } \frac{A_l}{4} = 0,37 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Console : } \frac{A_l}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

### 3.4 Vérifications nécessaires

➤ **Vérification à l'ELU :**

**Vérification du cisaillement :**

$$V_u = 34,466 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau$  : contrainte du cisaillement

$\bar{\tau}$  : contrainte du cisaillement admissible

$$\tau = \frac{v^{max}}{b d} = \frac{0,034466}{0,012} = 0,287 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

La contrainte du cisaillement est inférieure à la contrainte admissible, pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérifications à l'ELS**

D'après la méthode des sections on obtient les sollicitations suivantes :

- Moment isostatique :  $M_{0x} = 7,16 \text{ KN.m}$
- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 6,086 \text{ KN.m}$
- Moment en appui :  $M_a = -0,5 M_0 = -3,58 \text{ KN.m}$
- Moment de la console :  $M^{console} = -19,65 \text{ KN.m}$

**Vérification des contraintes :**

Tableau 3. 24 Contrainte de béton

	$M \text{ (KN.m)}$	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
Travée	6,086	2,92	4713,13	3,77	15	Vérifiée
Appui B	19,65	4,23	9495,97	8,75	15	Vérifiée

- Pour les contraintes en acier, on n'est obligé de les vérifier car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Vérification de la flèche**

**Conditions à vérifier :** si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée, on sera obligé de vérifier la flèche.

**Travée :** considéré comme une poutre simplement appuyée

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{370} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (Non vérifiée)}$$

On doit vérifier la flèche pour la travée.

**Palier (console) :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \rightarrow \frac{15}{130} > \frac{3}{80}$  (Condition vérifiée)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_0}{20M_t} \rightarrow \frac{15}{130} > \frac{1}{20}$  (Condition vérifiée)
- $\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{2}{F_e} \rightarrow 6,42 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3}$  (Condition non vérifiée)

La flèche de la console doit être vérifiée.

Le tableau suivant montre les résultats de vérification de la flèche dans le palier en console et dans la travée de l'escalier :

**Tableau 3. 25** Flèche de l'escalier

	Travée 4HA10 = 3,14 cm <sup>2</sup>	Console 5HA14 = 7,7 cm <sup>2</sup>
G (KN/m)	6,79	6,79
J	5	5
P	9,29	9,29
Mser <sup>G</sup> (KN.m)	3,48	18,83
Mser <sup>J</sup> (KN.m)	1,76	17,381
Mser <sup>P</sup> (KN.m)	6,06	21
I (cm <sup>4</sup> )	4713,13	9495,97
Ev (MPa)	10818,86	10818,86
Ei (MPa)	32456,6	32456,6
ρ	0,00262	0,00642
λ i	8,01	3,27
λ v	3,2	1,31
σst <sup>G</sup> (MPa)	100,57	231,7
σst <sup>J</sup> (MPa)	50,86	213,18
σst <sup>P</sup> (MPa)	175,12	257,58
μ <sub>G</sub>	0	0,543
μ <sub>J</sub>	0,06	0,515
μ <sub>P</sub>	0	0,578
y <sub>G</sub> (cm)	7,64	7,82
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	29049,75	30296,66

$I_{f_{gv}} (cm^4)$	31954,725	19473,93
$I_{f_{gi}} (cm^4)$	31954,725	12006,85
$I_{f_{ji}} (cm^4)$	31954,725	11531,36
$I_{f_{pi}} (cm^4)$	29631,61	12416,43
$f_{gv}(mm)$	1,38	3,79
$f_{gi} (mm)$	0,45	2,07
$f_{ji}(mm)$	0,23	1,82
$f_{pi} (mm)$	1,18	2,37
$\Delta f (mm)$	1,88	2,27
$\bar{f} (mm)$	7,4	5,2
Observation	La flèche est vérifiée	La flèche est vérifiée

### 3.5 Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément structural essentiel utilisé pour reprendre les charges de l'escalier, elle est soumise à la flexion simple et à la torsion au même temps. D'après le prédimensionnement des éléments, les dimensions de cette poutre sont  $(30 \times 30)cm^2$ .

#### a) Sollicitations

Les charges appliquées sur la poutre palière sont :

- 1) Son poids propre  $G_0 = \rho \times b \times h (KN/m)$
- 2) La réaction d'appui de l'escalier  $R_B = 62,08 KN/ml$

$$q_u = 1,35 (G_0 + R_B) = 86,84 KN/m$$

- La poutre palière est parfaitement encastree dans les poteaux.

$$M_a = -\frac{q_u l^2}{12} = -\frac{86,84 \times 3,6^2}{12} = 93,7 KN.m$$

$$M_t = -\frac{q_u l^2}{24} = -\frac{86,84 \times 3,6^2}{24} = 46,89 KN.m$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = 86,84 \times \frac{l}{2} = 156,312 KN$$

**b) Ferrailage de la poutre palière en flexion simple**

Tableau 3. 26 Ferrailage de la poutre palière F.S

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z (cm)$	$A (cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$
Travée	46,89	0,159	0,218	0,246	5,77	0,97
Appui	93,78	0,318	0,498	0,216	13,16	0,97

$$b = 0,3 m ; h = 0,3 m ; d = 0,27 m ; f_{bu} = 14,2 MPa ; f_{st} = 348 MPa$$

**c) Vérifications nécessaires**

➤ **Cisaillement**

$$V_u = 156,312 KN$$

On doit vérifier que :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{v^{max}}{b d} = \frac{0,156312}{0,3 \times 0,27} = 1,92 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) = 3,33 MPa$$

La contrainte du cisaillement est inférieure à la contrainte admissible, pas de risque de rupture par cisaillement.

- Le moment à l'appui de l'escalier provoque une torsion sur la poutre palière, ce qui fait qu'on doit étudier la poutre sous torsion.

**d) Ferrailage sous torsion**

$$M_{tor}^{max} = -M_B \times \frac{l}{2} = 26,83 \times \frac{3,6}{2} = 45,61 KN.m$$

$$e = \frac{h}{6} = 0,05 m$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0,0625$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \mu \gamma_s}{2 \Omega F_e} = 10,49 cm^2$$

➤ **Espacement**

$$1) st \leq \min(0,9b; 40 cm) \rightarrow st \leq \min(27cm; 40 cm)$$

$$2) st \leq \min(h; 25cm) \rightarrow st \leq \min(30cm; 25 cm)$$

Dans ce cas on prend :  $st = 20 cm$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{0,3 \times 0,25} \geq \frac{1,15(0,962 \times 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400} \rightarrow A_t \geq 1,45 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA10+HA8 = 2,07 cm<sup>2</sup>

➤ **Cisaillement**

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0,04561}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 7,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{total} = \sqrt{(\tau_u^{tor})^2 + (\tau_u)^2} = 7,53 \text{ MPa}$$

$$\tau^{total} = 7,53 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Il y a un risque de rupture par cisaillement, on doit augmenter la section de la poutre jusqu'à (30 × 50) cm<sup>2</sup>.

➤ **Ferraillage de la poutre après redimensionnement :**

On redimensionne à (30 × 50)cm<sup>2</sup>

**Tableau 3.24.** Ferraillage et vérification de la poutre palière

	<b>Armatures avant Redimensionnement (30*30)</b>	<b>Armatures après redimensionnement (30*50)</b>
<i>e</i>	0.05	0,083
<i>Ω</i>	0.0625	0.09
<i>U</i>	1	1,268
<i>A<sub>t</sub><sup>tor</sup></i>	0,6	0,6
<i>A<sub>l</sub><sup>tor</sup></i>	10,49	9,23
<i>τ<sub>u</sub></i>	1,92	1,1
<i>τ<sub>u</sub><sup>torr</sup></i>	7,29	3,05
<i>τ̄<sub>u</sub></i>	3.33	3.33
<i>τ<sub>u</sub><sup>tot</sup></i>	7,53	3.24
<i>A<sub>t</sub><sup>FS</sup></i>	5,77	2,94
<i>A<sub>a</sub><sup>FS</sup></i>	13,16	6,05
<i>A<sub>tr</sub></i>	1,45	2,42

**Choix de barres :**

- Ferraillage transversale : 2HA8 + 2HA10 = 2,57 cm<sup>2</sup>
- Ferraillage longitudinale de torsion : 2HA20 + HA16 = 10,3 cm<sup>2</sup>
- Ferraillage longitudinale en appui : 2HA20 = 6,28 cm<sup>2</sup>
- Ferraillage longitudinale en travée : 2HA20 = 6,28 cm<sup>2</sup>

## 4 Etude de la poutre de chaînage

La poutre de chaînage fait partie des éléments secondaires car elle ne participe pas au contreventement de la structure. Cette poutre est destinée à reprendre la charge du mur en double cloison et la transmettre aux poutres puis aux poteaux puis à la fondation pour la transmettre de son tour au sol. Son ferrailage se fait en flexion simple car elle soumise à un moment de flexion seulement.

### 4.1 Sollicitations

La poutre reprend le poids du mur et son poids propre.

$$q_u = 1,35 (G_0 + G_{mur})$$

$$q_s = G_0 + G_{mur}$$

$$G_0 : \text{poids propre de la poutre.} \rightarrow G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$$

$$G_{mur} : \text{poids du mur en double cloison.} \rightarrow G_{mur} = 2,85 \times h_e = 2,85 \times 3,66 = 10,43 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 (2,25 + 10,43) = 17,12 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 2,25 + 10,43 = 12,68 \text{ KN/m}$$

#### Calcul des moments et de l'effort tranchant :

- En travée :

$$M_{tu} = \frac{q_u l^2}{8} = 34,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = \frac{q_s l^2}{8} = 26,36 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = \frac{q_u l}{2} = 34,24 \text{ KN}$$

- En appui (console)

$$M_{au} = \frac{q_u l^2}{2} = 14,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = \frac{q_s l^2}{2} = 10,71 \text{ KN.m}$$

## 4.2 Ferrailage de la poutre

Tableau 3. 27 ferrailage de la poutre de chaînage

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de barres (cm <sup>2</sup> )
Travée	34,24	0,11	0,146	0,254	3,87	0,98	<b>2HA14+1HA12 =4,2</b>
Appui	14,46	0,0485	0,059	0,263	1,58	0,98	<b>3HA12 = 3,39</b>

$$c = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

## 4.3 Vérification du cisaillement

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{F_e} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0,03424}{0,3 \times 0,27} = 0,422 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{25}{400} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,422 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

## 4.4 Armatures transversales

On suppose que l'espacement :

- Zone nodale :  $t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l^{min} \text{ cm}\right) \rightarrow t = 7,5 \text{ cm}$
- Zone courante :  $t \leq \left(\frac{h}{2} ; 17,5 \text{ cm}\right) \rightarrow t = 15 \text{ cm}$

On prend  $t=15 \text{ cm}$  car c'est plus défavorable.

$$\frac{A_t}{b St} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 F_e} \rightarrow A_t \geq -0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{St(0,4 b)}{F_e} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Choix de barres : **3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>**

## 4.5 Vérification des armatures inférieures vis-à-vis l'effort tranchant

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{F_e} \times \left(V_U + \frac{M_a}{0,9 d}\right) = 2,69 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 4,2 \text{ cm}^2 > 2,69 \text{ cm}^2$$

Les armatures inférieures ne risquent pas de se cisailer.

#### 4.6 Vérification à l'ELS (FPN)

##### - Etat limite de compression de béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b}{2}y^2 + 15A y - 15Ad = 0 \rightarrow y = 8,75 \text{ cm}$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 27682,16 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,02536}{27682,16 \times 10^{-8}} \times 0,0875 = 8,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression de béton est inférieure à la contrainte admissible, pas de risque d'éclatement de béton.

**Remarque :** la flèche de la poutre n'est pas nécessaire de la vérifier, car la poutre repose sur le mur de l'étage inférieur.

### 5 Etude de l'acrotère

#### 5.1 Sollicitations

##### a) Situation courante

Le tableau suivant montre les charges de l'acrotère en situation courante :

**Tableau 3. 28** Les charges agissantes sur l'acrotère en situation courante

$h_t$ (cm)	$e$ (cm)	$S_{acr}$ (cm <sup>2</sup> )	Poids propre (KN)	Enduit en ciment	G (KN/m)	Q (KN/m)
70	15	0,1135	2,84	0,25	3,89	1

##### b) Charge sismique

**RPA99/v2003 (art 6.2.3)**

$$F_p = 4 A C_p w_p$$

Le tableau suivant résume le calcul de la charge sismique :

**Tableau 3. 29** calcul de la charge sismique

A	$C_p$	$W_p$ (KN/m)	$F_p$ (KN)	$X_G$ (cm)	$Y_G$ (cm)
0,15	0,8	3,09	1,48	6,59	37,19

**c) Moment et effort normal**

$$N_G = 3,09 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{fp} = F_p \times y_G = 0,55 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant montre les sollicitations sous les combinaisons en situation courante et accidentelles :

**Tableau 3. 30** sollicitation de différentes combinaisons

	ELA	ELU	ELS
Combinaisons	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N	3,09	4,17	3,09
M	1,25	1,05	0,7

**5.2 Ferrailage de l’acrotère**

Le tableau suivant résume le calcul du ferrailage de calcul de l’acrotère :

**Tableau 3. 31** ferrailage de l’acrotère

Combinaison	$M_{ua}$ (KN)	$\mu_{bu}$	$z$ (m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	Choix de barres
ELU	0,135	0,0066	0,119	0,206	1,449	25	4HA8/ml
ELA	0,138	0,005	0,119	0,212	1,449	25	= 2,01 cm <sup>2</sup> /ml

**5.3 Armatures de répartitions**

$$A_{repartition} = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2/ml$$

On prend 4HA8 = 2,01 KN/ml

**5.4 Vérification du cisaillement**

La vérification du cisaillement sous les combinaison courante et accidentelles est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 3. 32** vérification du cisaillement

Comb	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
ELU	1,5	0,0125	1,16	Pas de risque de rupture par cisaillement
ELA	2,48	0,021	1,52	Pas de risque de rupture par cisaillement

### 5.5 Vérification à l'ELS

On a :  $M_s = 0,7 \text{ KN.m}$  et  $N_s = 3,09 \text{ KN}$

$d = 0,12 \text{ m}$

#### Calcul des contraintes de béton et d'acier

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier :

**Tableau 3. 33** vérification des contraintes

$N_s$ (KN)	$y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
3,09	2,8	0,758	15	Vérifiée	37,4	201,63	Vérifiée

### Conclusion

Les schémas de ferrailage des éléments secondaires se trouvent dans l'annexe N°1.





*CHAPITRE 4*

*ETUDE DYNAMIQUE*

## Chapitre 4 : étude dynamique

### Introduction

L'étude dynamique d'un bâtiment en béton armé vise à évaluer la réaction de la structure face à des forces dynamiques telles que les attaques sismiques. Les ingénieurs utilisent des techniques avancées de modélisation pour prédire le comportement du bâtiment dans divers scénarios de chargement dynamique, en prenant en compte des facteurs tels que la rigidité, la masse et la résistance des matériaux. L'objectif est de concevoir des bâtiments capables de résister efficacement aux forces dynamiques, assurant ainsi la sécurité des occupants et des biens.

Notre ouvrage est un bâtiment en béton armé de douze niveaux (sous-sol +RDC+10 étages), à usage commercial pour le RDC et d'habitation pour le reste des niveaux.

Le système de contreventement qu'on utilise est un contreventement mixte assuré par de voiles et des portiques avec justification d'interaction voiles-portiques.

On présente dans ce chapitre :

- La modélisation 3D du bâtiment
- Analyse sismique et justification des prescriptions du RPA99/version2003

### 1 Modélisation

La structure est modélisée de manière numérique à l'aide du logiciel ETABS 2016, qui offre des fonctionnalités pour l'analyse statique et dynamique, y compris l'analyse des vibrations libres et l'analyse modale spectrale. Les éléments constitutifs tels que les poteaux et les poutres sont représentés par des éléments finis linéaires de type "frame" disponibles dans la bibliothèque du logiciel. Pour les planchers, les voiles et les escaliers, des éléments finis surfaciques de type "Shell" sont utilisés, avec des options spécifiques telles que "Ribbed" pour les planchers à corps creux et "Slab" pour les dalles pleines. Les autres éléments sont inclus en tant que charges. En outre, les planchers sont considérés comme infiniment rigides dans leur plan en appliquant des contraintes cinématiques à l'aide de l'option "Diaphragm" du logiciel, ce qui permet de réduire le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Les voiles périphériques travaillent comme étant des dalles pleines sur 4 appuis, leur charge se transmet aux poutres puis aux poteaux. Dans ce cas la charge du voile périphériques sera

remplacer par un chargement direct sur les poutres, en utilisant l'option « fram load, distributed ».

En ce qui concerne le sous-sol, on l'a considéré comme une boîte rigide et on l'a enlevé dans le model.

Le calcul de la force sismique est effectué par la méthode d'analyse modale spectrale « réponse spectrum » l'action sismique est appliquée séparément dans les deux directions (x ;y) du model (Ex ; Ey ) respectivement.

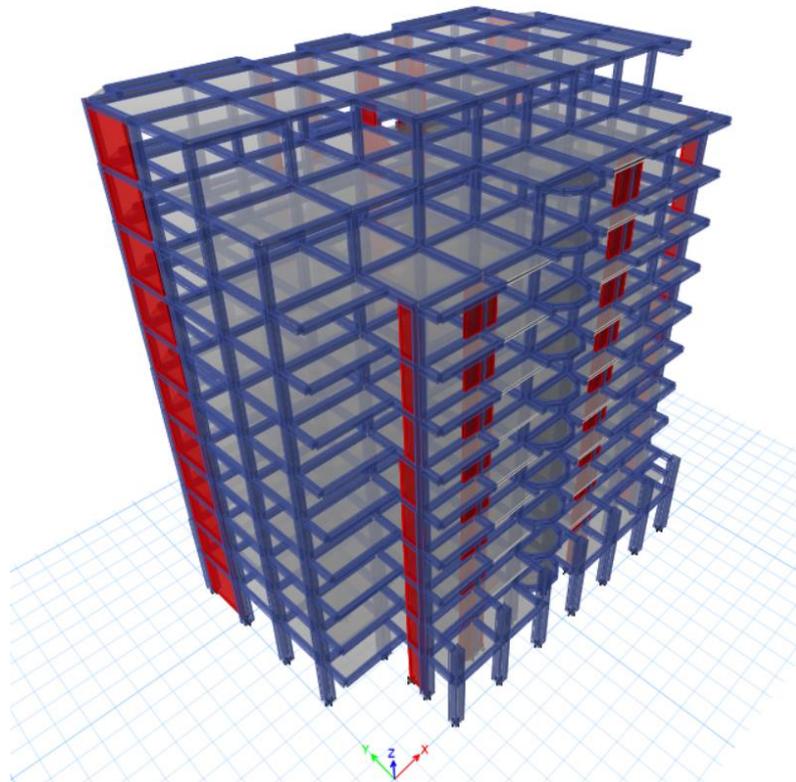
Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003).

$$M = M_G + \beta M_Q$$

M : la masse dynamique

$M_G$  : la masse dû aux charges permanentes.

$M_Q$  : la masse dû aux charges d'exploitation.



**Figure 4.1.** Modélisation 3d de la structure sur ETABS 2016

## 2 Analyse sismique

### 2.1 Méthodes de calcul de la force sismique

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) la force sismique peut être menée par trois méthodes :

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

En ce qui concerne notre structure, la méthode statique équivalente n'est pas nécessaire car les conditions d'utilisation de cette méthode ne sont pas satisfaites. Notre ouvrage se situe dans la zone IIa, du groupe d'usage 2 et dépasse les 23m et non régulière en plan.

Dans ce cas, selon les exigences RPA99/version2003, la méthode qu'on va utiliser est la méthode modale spectrale. L'utilisation de cette méthode est possible, applicable et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

En utilisant la méthode dynamique spectrale, on cherche à déterminer l'effet maximal de chaque mode de vibration sur la structure en réponse à la force sismique, qui est représentée par un spectre de réponse calculé. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V200 est défini par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5 \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 < T < 3 s \\ 2,5 \eta \times (1,25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3 s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de la zone sismique.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement globale de la structure, il dépend du système du contreventement et du matériaux constitutifs utilisés dans la structure.

T : la période propre de la structure.

$T_1; T_2$  : périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site.

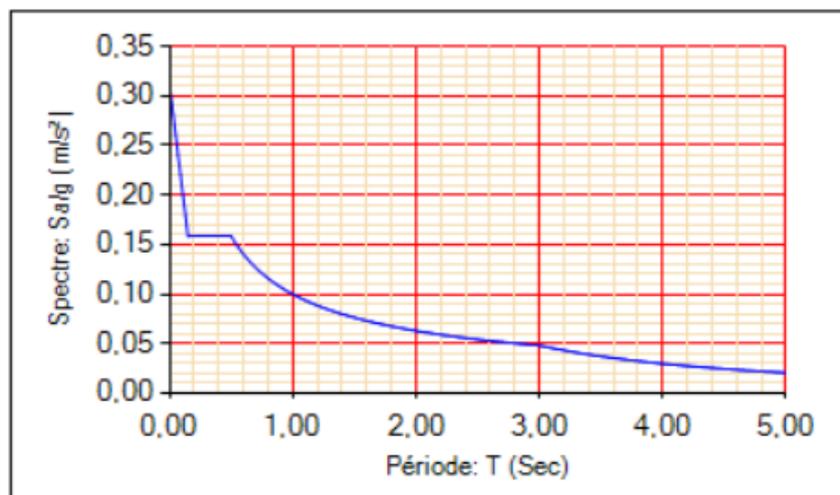


Figure 4.2. Spectre de réponse

#### a) Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base $V_{st}$

La force sismique appliquée à la base de la structure est calculée selon la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA99/version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la structure.

Notre structure est située dans la zone IIa, du groupe d'usage 2.

Dans ce cas :  $A = 0,15$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, il dépend de la catégorie du site, de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/version2003 (4.2)}$$

**$T_1$  et  $T_2$**  : notre site est de catégorie  $S_3$

$$T_1 = 0,15s \text{ et } T_2 = 0,5s$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement, il dépend du pourcentage d'amortissement critique ( $\xi$ ) fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Notre système de contreventement est le mixte voiles-portique avec justification d'interaction, vu que le RPA99/version2003 n'as pas indiquer le pourcentage d'amortissement critique sur ce système, on va prendre le cas le plus défavorable :  $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

**Calcul de la période fondamentale :**

RPA99/2003 (Tableau 4.7)

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T H_N^{3/4} \dots\dots (1) \\ T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Sens x :

$$T = C_T H_N^{3/4} = 0,05 \times 34,56^{\frac{3}{4}} = 0,713s$$

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 34,56}{\sqrt{27,21}} = 0,596 \text{ s}$$

Dans ce cas selon x :  $T = 0,596 \text{ s}$

Sens y :

$$T = C_T H_N^{3/4} = 0,05 \times 34,56^{3/4} = 0,713 \text{ s}$$

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 34,56}{\sqrt{17}} = 0,714 \text{ s}$$

Dans ce cas selon x :  $T = 0,713 \text{ s}$

Calcul du facteur d'amplification D :

$$\text{Sens x : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,96 \quad 0,5\text{s} < T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Sens y : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,74 \quad 0,5\text{s} < T \leq 3\text{s}$$

R : coefficient du comportement global, il dépend du système de contreventement utilisé.

Dans notre structure, on à utiliser le système de contreventement mixte voiles-portiques avec justification d'interaction dans les deux sens. D'après le tableau 4.3 du RPA99/version2003, on a adopté :  $R=5$

**Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 du RPA99/version2003 :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

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

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

**Tableau 4.1.** Valeur des pénalités  $Pq$

N°	Critère Q	pénalités	
		Sens x	Sens y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2	Redondance en plan	0,05	0
3	Régularité en plan	0,05	0,05
4	Régularité en élévation	0,05	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6	Contrôle d'exécution	0	0

Sens x :  $Q = 1,15$

Sens y :  $Q = 1,15$

$W_i$  : le poids de l'étage, il dépend des charges permanentes et des charges d'exploitation, il se calcul sous la formule suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(Formule4-5) RPA99/version2003}$$

$\beta$ : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Notre bâtiment est à usage d'habitation, dans ce cas  $\beta = 0,2$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 48850,54 \text{ KN}$$

### Calcul de l'effort tranchant à la base

**Tableau 4.2.** Effort tranchant à la base

Sens	A	D	Q	R	W	$V_{st} (KN)$	$0,8 V_{st} (KN)$
X	0,15	1,96	1,15	5	48850,24	3303,25	2642,6
Y	0,15	1,74	1,15	5	48850,24	2932,48	2345,98

## 2.2 Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'obtenir un meilleur comportement de la structure en satisfaisant l'interaction (voile-portique).

On a obtenu la disposition suivante :

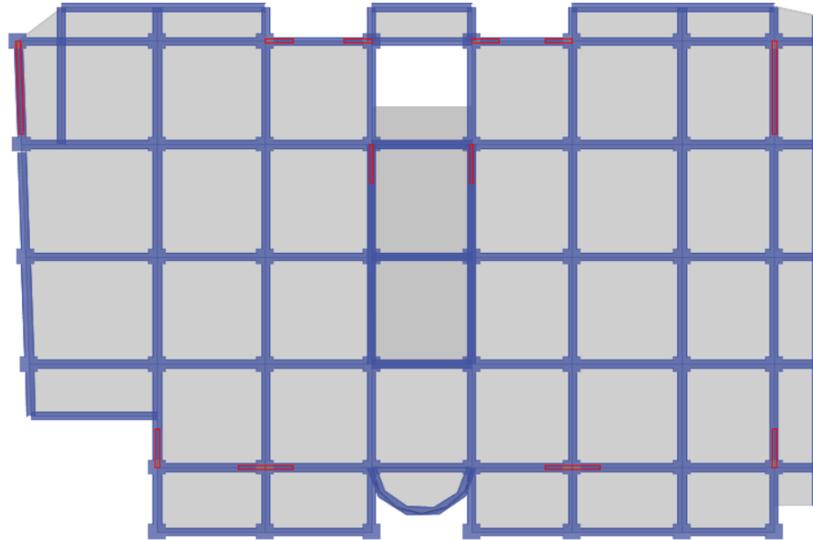


Figure 4.3 disposition des voiles

## 2.3 Mode de vibration et participation modale

D'après l'article 4.3.4 du RPA99/version2003, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

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

Tableau 4.3. Période et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(% de la masse modale)		(% cumule de la masse modale)	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	1,053	0,7212	0,0048	0,7212	0,0048
2	0,968	0,0065	0,6725	0,7277	0,6773
3	0,802	0,0205	0,0031	0,7482	0,6804
4	0,35	0,1216	0,0002	0,8698	0,6806

5	0,286	0,0003	0,1719	0,8701	0,8526
6	0,23	0,001	0,0012	0,8711	0,8538
7	0,199	0,047	0,0001	0,9181	0,8539
8	0,14	0,0005	0,0699	0,9186	0,9237
9	0,136	0,0277	0,0007	0,9462	0,9244

Tableau 4.4. Facteur de direction modale

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	1,053	0,963	0,007	0,03
2	0,968	0,009	0,99	0,002
3	0,802	0,038	0,005	0,957
4	0,35	0,989	0,001	0,01
5	0,286	0,001	0,993	0,005
6	0,23	0,015	0,006	0,979
7	0,199	0,993	0,001	0,007
8	0,14	0,007	0,987	0,005
9	0,136	0,984	0,007	0,009

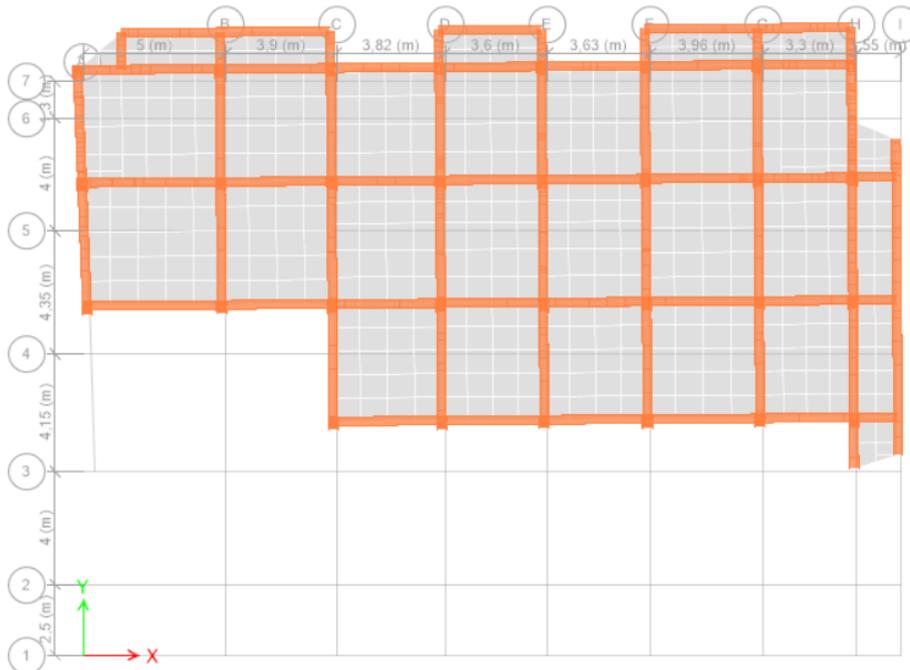
Les résultats précédents montrent que :

- Le premier mode est une translation selon X avec le taux de participation massique dans cette direction est de 72,12%.
- Le deuxième mode est une translation selon Y avec le taux de participation massique dans cette direction est de 67,25%.
- Le troisième mode est rotation (torsion) autour de l'axe Z.
- La condition du **RPA99/version2003 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 7<sup>ème</sup> mode dans la direction X et au 8<sup>ème</sup> mode dans la direction Y.

Les figures suivantes montrent les trois premiers modes :



**Figure 4.4.** Premier mode de vibration  $T = 1,053s$



**Figure 4.5.** Deuxième mode de vibration  $T = 0,968s$



Figure 4.6. Troisième mode de vibration  $T = 0,802s$

## 2.4 Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la force sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenu par les combinaisons modales doit être supérieur à 80% de la force calculé par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Si cette condition n'est pas vérifiée, on doit majorer les résultats obtenus (forces, déplacements, efforts internes...) par :  $\frac{0,8 V_{st}}{V_{dyn}}$ .

Le tableau suivant résume la comparaison des  $V_{dyn}$  et  $0,8V_{st}$  :

Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	Remarque	Observation	Facteur de majoration
X	2095,11	3303,25	2642,6	$V_{dyn} < 0,8V_{st}$	Non vérifiée	1,262
Y	2158,169	2932,48	2345,98	$V_{dyn} < 0,8V_{st}$	Non vérifiée	1,087

Tableau 4.6. Vérification de la résultante des forces sismiques après majoration

sens	$V_{dyn}$ (kn)	$V_{st}$ (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	Remarque	Observation
X-X	2644,0349	3303,27	2642,619	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	Vérifiée
Y-Y	2348,0886	2932,98	2346	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	Vérifiée

## 2.5 Justification de l'interaction voiles-portiques

Le **RPA99/2003** exige dans l'article **3.4.4.a** que pour la structure à contreventement mixte :

- Les portiques doivent reprendre plus de 80% des charges verticales, entre 25% et 75% de l'effort sismique.
- Les voiles doivent reprendre moins de 20% des charges verticales, entre 25% et 75% de la force sismique.

1) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \qquad \frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats qu'on a obtenus sur ETABS 2016 sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.6.** Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		% Charges verticales (KN)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	48119,1937	7981,6495	85,773	14,227

D'après ce tableau, on a déduit que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

2) Sous charges horizontales :

$$25\% \leq \frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \qquad 25\% \leq \frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats des forces horizontales reprise par les portiques et les voiles sont inclus dans le tableau suivant :

**Tableau 4.7.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Charges Horizontales reprise (KN)				% Charges Horizontales			
	Sens X		Sens Y		Sens X		Sens Y	
	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile
10	273,5897	169,7625	340,0989	218,2162	61,709	38,291	60,915	39,085
9	481,2614	231,5837	390,698	294,1351	67,513	32,487	57,05	42,95
8	587,0328	414,5746	544,3705	397,7844	58,609	41,391	57,779	42,221
7	762,227	481,4827	563,373	585,8154	61,287	38,713	49,024	50,976
6	846,5365	592,8918	702,7789	634,0685	58,811	41,189	52,57	47,43

5	962,8242	649,4931	683,0067	826,7752	59,717	40,283	45,239	54,761
4	1109,997	654,8205	808,4361	868,3015	62,896	37,104	48,215	51,785
3	1105,1686	781,5562	718,8116	1120,8948	58,576	41,424	39,072	60,928
2	1237,1013	777,5984	822,7827	1170,1643	61,404	38,596	41,285	58,715
1	1416,9469	771,0902	913,9328	1220,6591	64,759	35,241	42,815	57,185
RDC	1631,4337	825,996	946,3666	1310,6847	66,388	33,612	41,929	58,071

D'après ce tableau, on a déduit que l'interaction sous la charge sismique est vérifiée.

## 2.6 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante.

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$N_d$  : l'effort normal de compression sous la combinaison accidentelle.

$B$  : la section du poteau.

**Tableau 4.8.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	S (m <sup>2</sup> )	Poteau (cm <sup>2</sup> )	Nd (KN)	v	Combinaison	Observation
RDC	0,39	65*60	2860,0426	0,293337703	G + Q - Ey	Vérifiée
1	0,3575	65*55	2241,3263	0,250777768	G + Q - Ey	Vérifiée
2	0,3	60*50	1727,8103	0,230374707	G + Q - Ey	Vérifiée
3	0,2475	55*45	1292,3815	0,208869737	G + Q - Ey	Vérifiée
4	0,2475	55*45	1081,8736	0,174848259	G + Q - Ey	Vérifiée
5	0,2	50*40	918,9846	0,18379692	G + Q - Ex	Vérifiée
6	0,18	45*40	761,4858	0,169219067	G + Q - Ex	Vérifiée
7	0,1575	45*35	607,398	0,15425981	G + Q - Ex	Vérifiée
8	0,14	40*35	457,7605	0,130788714	G + Q - Ex	Vérifiée
9	0,12	40*30	310,0806	0,1033602	G + Q - Ey	Vérifiée
10	0,105	35*30	166,0341	0,063251086	G + Q - Ey	Vérifiée

**Remarque :** les sections des poteaux optés dans ce tableau sont prises après plusieurs vérifications de l'effort normal réduit.

**Interprétation des résultats :** les sections des poteaux choisies sont suffisante.

## 2.7 Justification vis-à-vis les 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 du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donné par la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$$\text{Avec } \delta_k = \delta_{ek} \times R$$

$\delta_{ek}$  : déplacement provoqué par la force sismique.

R : coefficient du comportement global.

Les résultats sont inclus dans le tableau suivant :

**Tableau 4.9.** Vérification du déplacement relatif

Niv	$h_k$ (cm)	Sens x					Sens y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	396	0,182	0,914	0	0,914	0,002	0,094	0,474	0	0,4745	0,001
1	306	0,442	2,214	0,914	1,300	0,004	0,234	1,173	0,4745	0,699	0,002
2	306	0,750	3,754	2,214	1,539	0,005	0,418	2,091	1,1735	0,9175	0,002
3	306	1,076	5,380	3,754	1,626	0,005	0,634	3,172	2,091	1,081	0,003
4	306	1,394	6,970	5,380	1,59	0,005	0,868	4,343	3,172	1,1715	0,003
5	306	1,700	8,503	6,970	1,532	0,005	1,115	5,576	4,3435	1,2325	0,004
6	306	1,985	9,929	8,503	1,426	0,004	1,363	6,818	5,576	1,2425	0,004
7	306	2,240	11,20	9,929	1,272	0,004	1,61	8,05	6,8185	1,2315	0,004
8	306	2,466	12,33	11,20	1,129	0,003	1,847	9,236	8,05	1,186	0,003
9	306	2,610	13,05	12,33	0,723	0,002	2,099	10,49	9,236	1,2615	0,004
10	306	2,614	13,07	13,05	0,016	5,3E-5	2,323	11,617	10,497	1,1195	0,003

On constate que le déplacement relatif de chaque niveau est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

Les figures suivantes montrent le déplacement de la structure sous l'action sismique suivant l'axe x et l'axe y :

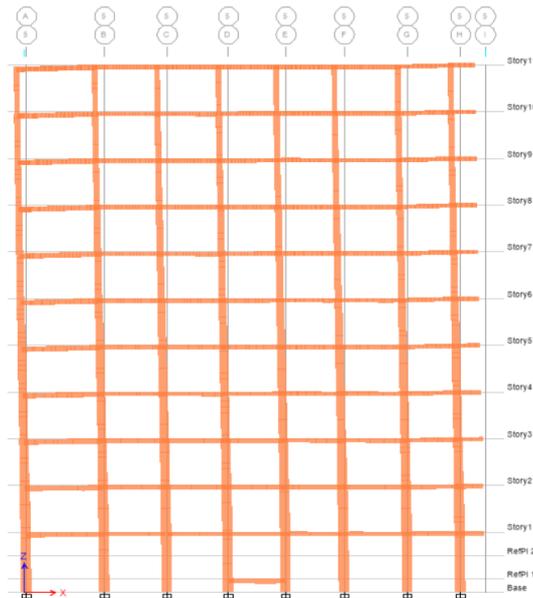


Figure 4.6. Déplacement de la structure suivant l'axe x

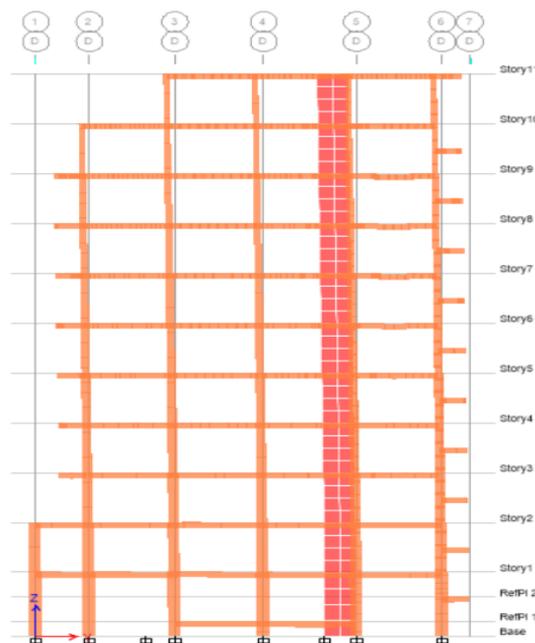


Figure 4.7. Déplacement de la structure suivant l'axe y

**2.8 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :**

**Article (5.9) RPA99/version2003**

Si la condition suivante à tous les niveaux est satisfaite, on peut négliger les effets du deuxième ordre, qui sont les effets due aux charges verticales :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} \leq 0,1$$

$P_k$  : est le poids total de la structure avec et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau « k »

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau inférieur.

$V_k$  : l'effort tranchant d'étage au niveau « k »

$H_k$  : la hauteur d'étage « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_G + \beta W_Q)$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

- Si  $0.1 < \theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .
- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont inclus dans le tableau suivant :

**Tableau 4.10.** Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$

Niv	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x			Sens y		
			$\Delta_k$ (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta$
RDC	396	48850,247	0,914	2644,034	0,056	0,4745	2348,088	0,022
1	306	42820,343	1,300	2574,758	0,073	0,699	2275,549	0,037
2	306	37821,665	1,539	2466,13	0,082	0,9175	2177,427	0,045
3	306	33193,528	1,626	2319,117	0,082	1,081	2054,651	0,0505
4	306	28713,098	1,59	2139,361	0,077	1,1715	1903,813	0,0513
5	306	24232,669	1,532	1936,313	0,070	1,2325	1736,315	0,050
6	306	19885,031	1,426	1709,321	0,063	1,2425	1551,022	0,047
7	306	15592,994	1,272	1451,508	0,056	1,2315	1344,178	0,043
8	306	11363,230	1,129	1154,694	0,052	1,186	1096,131	0,038
9	306	7037,094	0,723	793,328	0,039	1,2615	787,807	0,036
10	306	3150,349	0,016	420,673	0,0003	1,1195	434,132	0,027

D'après ce tableau précédent, on voit que la condition  $\theta < 0,1$  est satisfaite, ainsi on ne prend pas en compte l'effet P- $\Delta$  dans le calcul.

### Conclusion

Après plusieurs dispositions, vérifications et changements de dimensions, on est arrivé à aboutir un bon comportement de la structure sous l'action sismique en évitant la torsion au premier et au deuxième mode de vibration et en satisfaisant les exigences du RPA99/vesion2003.

Les dimensions des éléments structuraux sont dans le tableau suivant :

**Tableau 4.11.** Dimension des éléments structuraux

Niveaux	Sous-sol +RDC	1	2	3+4	5	6	7	8	9	10
Poteaux (cm)	65*60	65*55	60*50	55*45	50*40	45*40	45*35	40*35	40*30	35*30
Voiles (cm)	15									
Poutres principales (cm)	35*30									
Poutres secondaires (cm)	30*30									



*CHAPITRE 5*

*FERRAILLAGE DES ELEMENTS  
STRUCTURAUX*

## Chapitre 5 : ferrailage des éléments structuraux

### Introduction

Les seulettes de la structure sont les éléments principaux (poteaux, voiles, poutre) qui sont les éléments du contreventement, ils sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après l'action sismique. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de Sollicitations.

### 1 Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et des moments, ainsi leurs ferrailages se calcul en flexion composée, les combinaisons de calcul considérées pour la détermination des sollicitations dans les poteaux sont les suivantes :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right. \quad \text{ELS ; } G + Q$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA données dans ce qui suit :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérences et sans crochet.
- (Zone IIa) :  $A^{min} = 0,8\% (b \times h)$ .
- Zone courante :  $A^{max} = 4\% (b \times h)$ .
- Zone de recouvrement :  $A^{max} = 6\% (b \times h)$ .
- $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$  : le diamètre minimal pour les barres longitudinales.
- (Zone IIa) : longueur de recouvrement doit être supérieur à  $40 \phi$
- La distance entre deux barres longitudinales ne doit pas dépasser 25 cm.

Le tableau suivant représente la section des poteaux, la section d'armature minimale et la section d'armature maximale dans la zone courante et de recouvrement :

**Tableau 5. 1** Section du poteaux et d'armature minimale et maximale.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}^{max}$ (cm <sup>2</sup> )	
			Courante	Recouvrement
Sous-sol + RDC	65 × 60	31,2	156	234
1	65 × 55	28,6	143	214,5
2	60 × 50	24	132	180
3+4	55 × 45	19,8	99	148,5
5	50 × 40	16	80	120
6	45 × 40	14,4	72	108
7	45 × 35	12,6	63	94,5
8	40 × 35	11,2	56	84
9	40 × 30	9,6	48	72
10	35 × 30	8,4	42	63

### 1.1 Exemple de calcul de ferrailage du poteau RDC (65 × 60)

- Fissuration peu nuisible ( $e = 3$  cm).
- Calcul suivant BAEL91/ mod 99.
- Calcul de flexion composée.

#### a) Armatures longitudinales :

Dans chaque poteau on doit extraire trois combinaisons d'action dans les résultats de l'ETABS 2016 qui sont les suivantes :

L'effort normal de compression maximal avec le moment qui lui correspond.

L'effort normal de traction maximal avec le moment qui lui correspond.

Le moment maximal avec L'effort normal de compression maximal qui lui correspond.

Dans notre poteau on a :

$$N^{max} = 2742,52 \text{ KN et } M^{corr} = 107,3 \text{ KN.m, sous la combinaison } (G + Q - E_y)$$

$$N^{min} = -1062,97 \text{ KNet } M^{corr} = 21,26 \text{ KN.m, sous la combinaison } (0,8G - E_y)$$

$$M^{max} = 316,11 \text{ KNet } N^{corr} = 941,21 \text{ KN, sous la combinaison } (G + Q + E_x)$$

$$V^{max} = 361,5 \text{ KN Sous la combinaison } (1,35G + 1,5Q)$$

On ferraille le poteau sous les trois combinaisons et on ferraille avec le cas le plus défavorable.

$$1) \text{ Sous la combinaison : } N^{max} = 2742,52 \text{ KN et } M^{corr} = 107,3 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} ; f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$L'excentricité : e_G = \frac{M}{N} = \frac{107,3}{2742,52} = 0,039 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

C à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_U(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d')b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 847,68 \text{ KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 633,2 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')b h f_{bu} = 1282,16 \text{ KN.m}$$

$$N_U(d - d') - M_{UA} = 633,2 \text{ KN.m} < (0,337h - 0,81d')b h f_{bu} = 1282,16 \text{ KN.m}$$

La section est partiellement tendue.

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,217$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,31$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,499 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 42,4 \text{ cm}^2$$

Retour à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -26,16 \text{ cm}^2 \text{ (On n'a pas besoin d'armatures)}$$

$$A_{BAEL}^{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 4,47 \text{ cm}^2$$

2) Sous la combinaison :

$$M^{max} = 316,11 \text{ KN et } M^{corr} = 941,21 \text{ KN.m}$$

$$L'excentricité : e_G = \frac{M}{N} = \frac{316,11}{941,21} = 0,33 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

C à l'extérieur de la section, (la section est partiellement tendue)

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,0118$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0148$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,616 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 23,3 \text{ cm}^2$$

Retour à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -0,225 \text{ cm}^2 \text{ (On n'a pas besoin d'armatures)}$$

$$A_{BAEL}^{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$3) \text{ Sous combinaison : } N^{min} = -1062,97 \text{ kN et } M^{corr} = 21,26 \text{ kN.m}$$

$$L'excentricité : e_G = \frac{M}{N} = \frac{21,26}{1062,97} = 0,02 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

C à l'intérieur de la section, ainsi la section est entièrement tendue.

Section entièrement tendue :

$$A_1 = \frac{N_U e_2}{f_{st} 10(d-d')}$$

$$A_2 = \frac{N_U e_1}{f_{st} 10(d-d')}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,29 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0,25 \text{ m}$$

$$A_1 = 12,77 \text{ cm}^2 \text{ et } A_2 = 14,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL}^{min} = B \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 20,475 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}^{min} = 31,2 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 2A_1 = 28,54 \text{ cm}^2 > A_{BAEL}^{min} = 20,475 \text{ cm}^2 \text{ (On ferraille avec } A^{calculé} \text{)}$$

**Choix de barres :**

- **2HA25+3HA14 = 14,44 cm<sup>2</sup> (par face)**
- **4HA25+12HA14 = 38,12 cm<sup>2</sup> (toute la section)**

**Vérification de la section minimale**

$$A^{adop} = 38,12 \text{ cm}^2 > A_{RPA}^{min} = 31,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longueur e recouvrement : } L_r = 40 \phi_L^{max} = 1 \text{ m}$$

**b) Vérification du cisaillement :**

$$V^{MAX} = 361,5 \text{ KN Sous la combinaison } (1,35G + 1,5Q) \rightarrow b = 0,65 \text{ m et } h = 0,6 \text{ m}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b d} = \frac{361,5 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,57} = 0,975 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = f(\lambda_G)$$

$\lambda_G$  : est l'élanement géométrique dans la direction considérée

$$\rho_d \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_G > 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_G < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_G = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 3,96}{0,65} = 4,26 < 5$$

$$\rho_d = 0,04 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{Ainsi : } \tau_u = 0,975 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

**c) Armatures transversales**

On suppose que l'espacement :

$$\text{Zone nodale : } t \leq (10\phi_l^{min} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow t = \min(14 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } t \leq 15\phi_l^{min} = 21 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

On prend  $t=10 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h \times F_e}$$

$$\rho_a = f(\lambda_g) ; \text{ Avec } \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{0,1 \times 3,75 \times 0,3615}{0,6 \times 400} = 5,65 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale du RPA :

$$\lambda_g = 4,26$$

$$\text{Interpolation : } f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{(x_1 - x_0)} (x - x_0) = 0,485 \%$$

$$A_t^{RPA} = 0,485\% \times 10 \times 65 = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{RPA} = 3,15 \text{ cm}^2 < A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille par } A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

**Choix de barres : 8HA10= 6,28 cm<sup>2</sup>**

**d) Vérification des contraintes**

$$N_s = 1701,71 \text{ KN et } M^{corr} = 27,63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc}^+ = \frac{N_s}{S} + \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_{bc}^- = \frac{N_s}{S} - \frac{M}{I} v$$

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

$$S = b \times h + 15A = 65 \times 60 + 15 \times 14,44 = 41,17 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15Ad}{S} = 0,31 \text{ m}$$

$$v' = h - v = 0,29 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} (v'^3 + v^3) + 15A (d - v)^2 = 0,0131 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc}^+ = 4,79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 3,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La contrainte du béton est vérifiée, pas de risque d'éclatement de béton.

Pour la contrainte d'acier, on n'a pas besoin de la vérifier car la fissuration est peut nuisible.

## 1.2 Calcul des poteaux

- En ce qui concerne les résultats des poteaux à chaque niveau, ils sont résumés dans les tableaux suivants :

### a) Ferrailage longitudinale

Tableau 5. 2 Ferrailage des poteaux

Niveau	Section ( $cm^2$ )	Sollicitations	N (KN)	M (KN)	V (KN)	Comb	Type de Section	Acal ( $cm^2$ )	$A_{min}^{Bael}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{Rpa}$ ( $cm^2$ )	Choix Des Barres ( $cm^2$ ) (par face)
SOUS SOL + RDC	65*60	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	2742,52	107,3	361,5	ELA	SPC	-26,11	4,47	31,2	2HA25+
		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$	-1062,97	21,26		ELA	SET	14,27	20,47		3HA14 =
		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	941,21	316,11		ELA	SPC	3,63	4,47		14,44
1étage + 2étage	65*55	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	2222,03	70,85	67,49	ELA	SPC	-22,46	4,08	28,6	2HA25+
		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$	-824,12	38,27		ELA	SET	12,25	18,76		3HA14 =
		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	1559,35	136,3		ELA	SPC	-12,75	4,11		14,44
3étage + 4étage	55*45	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	1651,86	17,41	69,2	ELU	SPC	-20,32	2,78	19,8	5HA14 =7,7
		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$	-305,41	37,32		ELA	SET	6,2	12,99		
		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	536,46	102,3		ELA	SPC	-1,51	2,82		
5étage + 6étage	50*40	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	1225,89	15,82	60,2	ELU	SPC	-15,13	2,23	16	4HA14 = 6,16
		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$	-59,28	26,89		ELA	SPC	2,62	2,23		
		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	448,68	85,68		ELA	SPC	-0,78	2,27		
7étage + 8étage	45*35	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	816,41	15,1	51,7	ELU	SPC	-9,91	1,73	12,6	2HA14+
		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$	-16,58	12,75		ELA	SPC	1,22	1,73		2HA12 = 5,34
		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	277,04	74,89		ELA	SPC	1,23	1,27		
9étage + 10étage	40*30	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$	418,42	12,17	43,74	ELU	SPC	-4,79	1,3	9,6	2HA14+
		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$	-17,14	6,7		ELA	SPC	0,86	1,3		1HA12 = 4,21
		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$	101,6	59,48		ELA	SPC	2,93	1,34		

**b) Vérification du cisaillement**

La vérification du cisaillement des poteaux est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 3 Vérification du cisaillement**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf	λg	ρd	Vu (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	Obs
Sous sol+ Rdc	65*60	277,2	4,26	0,04	361,5	0,975	1	Vérifiée
1+2 étages	65*55	214,2	3,29	0,04	67,49	0,19	1	
3+4 étages	55*45	214,2	3,89	0,04	69,2	0,29	1	
5+6 Étage	50*40	214,2	4,28	0,04	60,2	0,32	1	
7+8 étages	45*35	214,2	4,76	0,04	51,7	0,35	1	
9+10 étages	40*30	214,2	5,355	0,075	43,74	0,4	1,875	

**c) Armatures transversales**

Le ferrailage transversal des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

**Remarque :** d'après *CBA93 (Art 7.1.3)*, le diamètre des armatures transversales doit être

comme suit :  $\phi_t^{min} \geq \frac{\phi_L^{max}}{3}$

Au RDC et le sous-sol le diamètre utilisé est 10 mm, et les autres niveaux c'est le 8 mm

**Tableau 5. 4 Ferrailage transversal**

Niveau	Sous-sol+Rdc	1+2 étages	3+4 étages	5+6 étages	7+8 étages	9+10 étages
Section (cm <sup>2</sup> )	65*60	65*55	55*45	50*40	45*35	40*30
θlmax (cm)	2,5	2,5	1,4	1,4	1,4	1,4
θl min (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
L0(cm)	396	306	306	306	306	306
Lf(cm)	277,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λg	4,26	3,29	3,89	4,28	4,76	5,355
ρa	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
Vu(KN)	361.5	67,49	69,2	60,2	51,7	43,74
Lr (cm)	100	100	60	60	60	60
Lcrochet (cm)	10	10	8	8	8	8
T <sup>zone</sup> <sub>nodale</sub> (cm)	10	10	10	10	10	10
T <sup>zone</sup> <sub>cour</sub> (cm)	10	10	10	10	10	10
A <sup>t</sup> <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,64	1,15	1,44	1,41	1,38	0,91
A <sup>t</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,15	4,72	3,17	2,39	1,62	1,2
A <sup>t</sup> <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	8ha10 =6,28	8ha10= 6,28	8ha8= 4,02	6ha8= 3,02	4ha8= 2,01	4ha8= 2,01

**d) Vérification des contraintes**

La vérification des contraintes de béton à l'ELS est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 5** vérification des contraintes de béton

Niveau	Section (cm2)	Ns (KN)	Ms (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	V	V'	I <sub>vv'</sub> (m4)	Section	σ <sub>bc1</sub> (MPa)	σ <sub>bc2</sub> (MPa)
Sous-sol + RDC	65*60	1701,7	27,63	14,44	0,31	0,29	0,0131	SEC	4,79	3,53
1étage + 2étage	65*55	1528,9	12,66	14,44	0,31	0,28	0,0131	SEC	4,01	3,43
3étage+ 4étage	55*45	1201,2	12,6	7,7	0,23	0,22	0,004	SEC	5,27	4,04
5étage+ 6étage	50*40	891,52	11,44	6,16	0,21	0,19	0,0029	SEC	5,07	3,5
7étage+ 8étage	45*35	594,01	10,91	5,34	0,18	0,17	0,0017	SEC	4,71	2,55
9étage+ 10étage	40*30	304,87	8,78	4,21	0,16	0,14	0,0009	SEC	3,8	1,13

**e) Vérification du flambement des poteaux**

Les poteaux sont soumis à l'effort de compression, ainsi ils risquent de se flamber. La vérification du flambement est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 6** vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm2)	L0	Lf	λ	α	As (cm2)	Br	Nu	Nmax	1,1Nmax	Obs
Sous-sol + Rdc	65*60	396	277,2	15,9	0,815	0,003811	0,3654	13504,58	2339,4	2573,3	Vérfiée
1+2 étages	65*55	306	214,2	13,4	0,825	0,003811	0,3339	11485,25	2102,3	2312,5	
3+4 étages	55*45	306	214,2	16,4	0,813	0,002463	0,2279	7729,239	1651,8	1817,0	
5+6 étages	50*40	306	214,2	18,5	0,804	0,001847	0,1824	6117,194	1225,8	1348,4	
7+8 étages	45*35	306	214,2	21,1	0,792	0,001521	0,1419	4682,855	816,41	898,05	
9+10 étage	40*30	306	214,2	24,7	0,772	0,001068	0,1064	3426,901	418,41	460,25	

**Remarque :** les poteaux solidaires aux voiles ne sont pas concernés dans le calcul précédent, leur calcul est inclus dans le ferrailage des voiles.

La figure suivante représente le ferrailage du poteau calculé dans l'exemple de calcul.

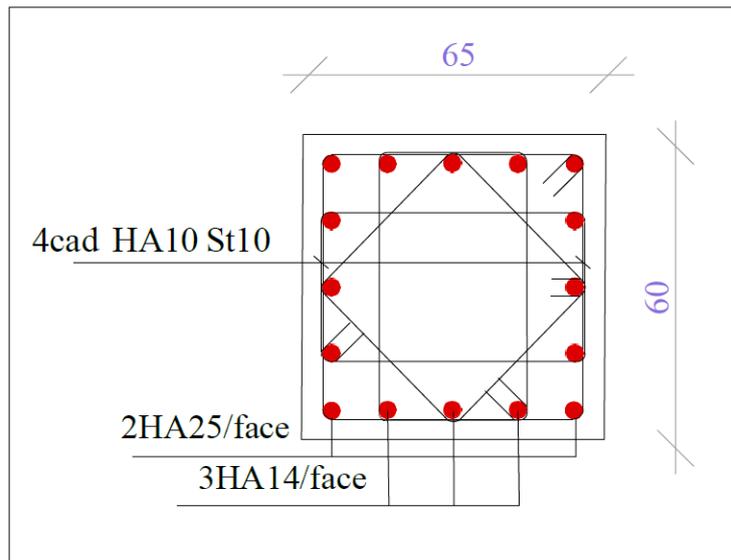


Figure 5.1. Schéma de ferrailage du poteau RDC

**Remarque :** le reste des ferrillages se retrouvent dans l'ANNEXE.

## 2 Etude des poutres

Les poutres sont soumises à des moments de flexion et à des efforts tranchants, ainsi leur calcul de ferrailage se fait en flexion simple.

Le ferrailage des poutres doit être mené conformément aux exigences du CBA93 et aussi aux prescriptions du RPA99/version2003 données dans ce qui suit :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - $4\% b \times h$  En zone courante.
  - $6\% b \times h$  En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
  - $40\phi_l^{max}$  En zone IIa.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% \times t \times h$

Avec  $t$  : l'espacement entre les armatures transversales.

## 2.1 Ferrailage des poutres

le tableau suivant résume les sollicitations appliquées sur les poutres :

**Tableau 5. 7** sollicitations appliquées sur les poutres

Type de poutre		Mtravées (KN.m)	Combinaison	Mappui (KN.m)	Combinaison	Vmax (KN)	Combinaison
Poutres Principales (30*35)	T. I	57,19	ELU	-63,78	ELU	90,74	ELU
	RDC + 1 <sup>er</sup>	49,77	ELU	-74,07	G+Q-Ey	113,7	G+Q-Ey
	2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	66,29	ELU	-93,27	G+Q-Ey	129,48	G+Q-Ey
	Autres étages	66,14	ELU	-101,18	G+Q-Ey	129,63	G+Q-Ey
Poutres Secondaires (30*30)	T. I	11,5	ELU	-51,17	ELU	54,22	ELU
	RDC + 1 <sup>er</sup>	10	ELU	-106,84	G+Q-Ex	131,56	G+Q+Ex
	2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	7,92	ELU	-115,05	G+Q-Ex	141,58	G+Q+Ex
	Autres étages	10,13	ELU	-108,54	G+Q-Ex	133,65	G+Q+Ex

### a) Exemple de calcul

**Poutres principales du RDC : (30 x 35)**

#### 1) Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de la poutres principales sont les suivantes :

$$M_a = -74,04 \text{ KN.m (ELA)}$$

$$M_t = 49,77 \text{ KN.m (ELA)}$$

$$V^{max} = 113,7 \text{ KN (ELA)}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; e = 3 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa (ELU)}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa (ELA)} ; f_{st} = 348 \text{ MPa (ELU)} ; f_{st} = 400 \text{ MPa (ELA)}$$

Le tableau suivant résume le ferrailage longitudinal de la poutre principale :

**Tableau 5. 8** armatures longitudinales de la poutres principale RDC

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	49,77	0,0877	0,114	0,305	4,07	1,16
Appui	-74,96	0,132	0,177	0,297	6,22	1,16

D'après ce tableau, on voit que  $A^{cal} > A_{BAEL}^{min}$  ainsi on va ferrailer avec  $A^{cal}$ .

**Choix de barres :**

**Travée : 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>**

**Appui : 3HA12 (filantes)+3HA12 (chapeaux) = 6,78 cm<sup>2</sup>**

➤ **Vérification de la section minimale du RPA :**

$$A_{RPA}^{min} = 0,5\% b \times h = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (Toute la section)}$$

- Vérification de la section minimale du RPA99/version2003 dans la coupe A-A (appui) par rapport à  $A_{RPA}^{min}$  :

$$3HA14+9HA12 = 14,79 \text{ cm}^2 > A_{RPA}^{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

La section minimale du RPA est vérifiée à l'appui.

- Vérification de la section minimale du RPA dans la coupe B-B (travée) par rapport à  $A_{RPA}^{min}$  :

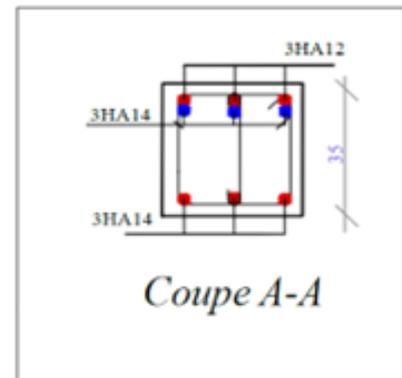
$$3HA14+3HA12 = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{RPA}^{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

La section minimale du RPA est vérifiée dans la travée.

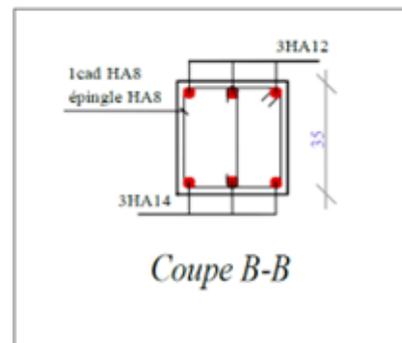
**Vérification du cisaillement**

$$V^{max} = 113,7 \text{ KN (G + Q - E}_y)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$



**Figure 5.2.** Appui de la poutre



**Figure 5.3.** Travée de la poutre

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b d} = \frac{113,7 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 1,18 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa} \rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

## 2) Ferrailage transversale

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

On suppose que l'espacement :

➤ Zone nodale :  $t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min} \text{ cm}\right) \rightarrow t = 8 \text{ cm}$

➤ Zone courante :  $t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 17,5 \text{ cm}\right) \rightarrow t = 15 \text{ cm}$

On prend  $t=15 \text{ cm}$  car c'est plus défavorable.

$$\frac{A_t}{b St} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 Fe} \rightarrow A_t \geq 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{St(0,4b)}{Fe} = 0,45 < A_t$$

$$A_t^{RPA} = 0,3\% \times 0,15 \times 0,3 = 1,35 \text{ cm}^2$$

**Choix de barre : 3HA8= 1,51 cm<sup>2</sup>** (1 cadre et 1 épingle)

## 3) Vérification des armatures inférieures vis-à-vis l'effort tranchant

- Cas d'appui de rive :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{Fe} \times V_U = 2,84 \text{ cm}^2 \rightarrow A_L = 7,98 \text{ cm}^2 > 2,84 \text{ cm}^2$$

Les armatures inférieures ne risquent pas de se cisailer.

- Cas d'appui intermédiaire :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{Fe} \times \left(V_U + \frac{M_a}{0,9d}\right) = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 7,98 \text{ cm}^2 > 4,71 \text{ cm}^2$$

Les armatures inférieures ne risquent pas de se cisailer.

**4) Vérification à l'ELS**

Les vérifications à faire lors d'une fissuration peu préjudiciable concerne :

L'état limite de compression de béton ainsi que l'état limite de déformation (évaluation de la flèche).

- **L'état limite de compression de béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \geq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Calcul de y :  $\frac{b}{2}y^2 + 15A y - 15Ad = 0$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 9** état limite de compression de béton

Zone	$M^{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Observation
					$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	32,58	4,62	9,44	36129,21	8,51	15	Vérifiée
Appui	40,83	6,78	11,04	60377,35	7,46	15	

- **Etat limite de déformation**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{Fe} \dots \dots \dots (2) \\ L \leq 8 m \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Avec :  $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8}$

$q_s = G + Q$

$G = 21,83 KN/m$  Et  $Q = 6,26 KN/m$

$q_s = 28,09 KN/m \rightarrow M_{0s} = 87,78 KN.m$

- $\frac{h}{L} = 0,07 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,0625 \rightarrow$  (condition vérifiée)
- $\frac{A}{b \times d} = 4,81 \times 10^{-3} < \frac{4,2}{F_e} = 0,0105 \rightarrow$  (condition vérifiée)
- $L = 5\text{ m} < 8\text{ m} \rightarrow$  (condition vérifiée)

On n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Les figures suivantes représentent le schéma de ferrailage de la poutre principale au Rdc :

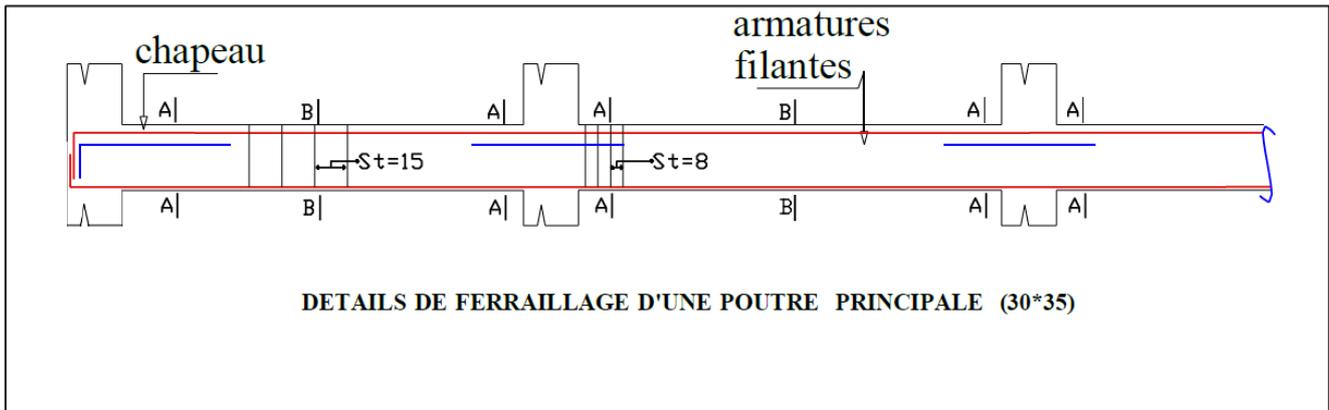


Figure 5.4. ferrailage de la poutre

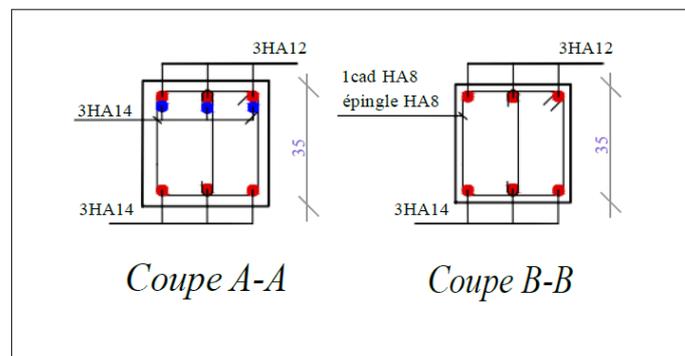


Figure 5.5. sections de la poutre

**Remarque :** Dans le cas des poutres reposantes sur un voile ce dernier devient un appui pour la poutre, ainsi les armatures en chapeaux des appuis seront mises à l'extrémité du voile.

### b) Ferrailage longitudinale des poutres

Le ferrailage des armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 5. 10** ferrailage longitudinale de toutes les poutres

Niveau	Type de poutre	Localisation	Moment (KN.m)	Acalculée (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Aadop (cm <sup>2</sup> )
Terrasse Incessibles	Poutres Principales	Travée	57,19	5,53	5,25	3HA16fil	6,02
		Appui	-63,78	6,23		3HA12fil + 2HA14chap	6,47
	Poutres Secondaires	Travée	11,49	1,25	4,5	3HA12 fil	3,39
		Appui	-51,17	5,99		3HA12fil + 2HA14chap	6,47
RDC+ 1ère	Poutres Principales	Travée	49,77	4,07	5,25	3HA14fil	4,62
		Appui	74,04	6,22		3HA12fil + 3HA12chap	6,78
	Poutres Secondaires	Travée	10	1,08	4,5	3HA16fil	6,03
		Appui	-106,83	11,73		3HA16fil + 3HA16chap	12,06
2ème + 3ème	Poutres Principales	Travée	66,29	5,52	5,25	2HA16 + 1HA14 fil	5,56
		Appui	-93,25	8,01		3HA12fil + 3HA16chap	9,42
	Poutres Secondaires	Travée	7,91	0,98	4,5	1HA20 + 2HA16fil	7,16
		Appui	-115,05	12,86		3HA16fil +2HA16 + 1HA20chap	13,19
4 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup>	Poutres Principales	Travée	66,14	5,5	5,25	2HA16 + 1HA14 fil	5,56
		Appui	-101,18	8,77		3HA12fil + 3HA16chap	9,42
	Poutres Secondaires	Travée	10,13	1,1	4,5	3HA16fil	6,03
		Appui	-108,54	11,96		3HA16fil + 3HA16chap	12,06

### c) Vérification du cisaillement dans tous les niveaux

Le tableau suivant résume la vérification du cisaillement des poutres principales et secondaires dans tous les niveaux :

**Tableau 5. 11** vérification du cisaillement

Type de poutre	$V_{max}$ (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	obs
Poutres principales	129,63	1,35	4,34	Vérifiée
Poutres secondaires	141,58	1,74	4,34	Vérifiée

D'après le tableau précédent on voit qu'il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement dans tous les niveaux.

#### d) Vérification de cisaillement des armatures longitudinales inférieures

Le tableau suivant résume la vérification des armatures inférieures vis-à-vis l'effort tranchant :

**Tableau 5. 12** armatures inférieures vis-à-vis les efforts tranchants

Type de poutre	$V_{max}$ (KN)	$Ma$ (KN)	$Al$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{L\,rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{L\,int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Poutres Principales	129,63	-101,18	9,42	3,24	-5,54	Vérifiée
Poutres Secondaires	141,58	-115,05	15,45	3,53	-8,29	

#### e) Vérification à l'ELS :

##### 1) Contraintes limites du béton

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes limites du béton dans les poutres :

**Tableau 5. 13** Vérification des contraintes limites du béton

Type de poutre	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		obs
						$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Poutres Principales	Travée	41,76	6,02	11,19	5,311	8,97	15	Vérifiée
	Appui	56,77	9,42	13,2	9,294	10,33	15	Vérifiée
Poutres Secondaires	Travée	8,42	3,39	8,02	2,347	2,87	15	Vérifiée
	Appui	42,6	12,06	12,99	5,742	9,64	15	Vérifiée

## 2) Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions citées dans l'exemple de calcul précédent n'est pas vérifiée :

$$G = 25,885 \text{ KN/m Et } Q = 4,125 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 30,1 \text{ KN/m} \rightarrow M_{0s} = 93,78 \text{ KN.m}$$

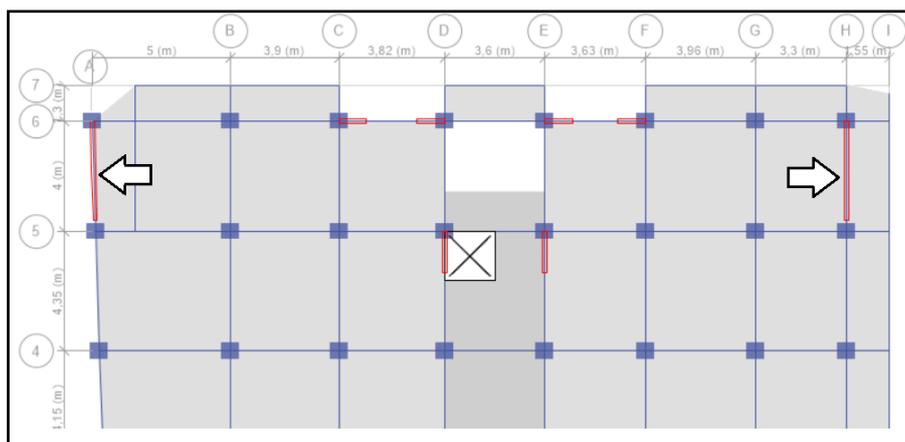
- $\frac{h}{L} = 0,07 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,0609 \rightarrow$  (condition vérifiée)
- $\frac{A}{b \times d} = 4,81 \times 10^{-3} < \frac{4,2}{F_e} = 0,0105 \rightarrow$  (condition vérifiée)
- $L = 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \rightarrow$  (condition vérifiée)

On n'a pas besoin de vérifier la flèche des poutres dans tous les niveaux.

**Remarque :** Dans notre modèle, on a deux poutres reposant sur des voiles, ces dernières on les appelle des poutres cisillées, car l'effort tranchant est trop élevé et il influe sur les armatures longitudinale inférieures et le ferrailage transversal.

La solution est de mettre des chapeaux d'une grande section dans les armatures inférieures afin d'assurer les toutes les vérifications nécessaires.

La figure suivante représente la localisation des poutres cisillées :



**Figure 5.5.** Poutres cisillées.

### Vérification des zones nodales

Afin d'éviter la formation des rotules plastique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99.2003 Art7.6.2 exige de vérifier que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

### Détermination du moment résistant

Le moment résistant  $M_R$  d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S; \text{ avec } \begin{cases} Z = 0,9 \times h & h: \text{La hauteur totale de la section du béton} \\ \sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$

Les tableaux ci-dessous résument les différents résultats obtenus :

**Tableau 5. 14** Les sections d'armatures des poteaux

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
h (cm)	60	55	50	45	45	40	40	35	35	30	30
As (cm <sup>2</sup> )	14,44	28,88	28,88	22,14	15,4	12,32	12,32	11,5	10,68	9,55	8,42

**Tableau 5. 15** Les sections d'armatures des poutres

Niveau	Poutres principales				Poutres secondaires			
	Côté gauche		Côté droit		Côté gauche		Côté droit	
	h (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	h (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	h (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	h (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
RDC	35	4,62	35	6,78	30	12,06	30	12,06
1	35	4,62	35	6,78	30	12,06	30	12,06
2	35	5,56	35	9,42	30	12,91	30	12,91
3	35	5,56	35	9,42	30	12,91	30	12,91
4	35	5,56	35	9,42	30	12,06	30	12,06
5	35	5,56	35	9,42	30	12,06	30	12,06
6	35	5,56	35	9,42	30	12,06	30	12,06
7	35	5,56	35	9,42	30	12,06	30	12,06
8	35	5,56	35	9,42	30	12,06	30	12,06
9	35	5,56	35	9,42	30	12,06	30	12,06
10	35	6,03	35	6,47	30	6,47	30	6,47

**Remarque :** Les aciers de recouvrements des poteaux sont considérés dans la vérification de la zone nodale.

**Tableau 5. 16** La vérification des zone nodales dans le sens principale

Niveau	Mn (KN.m)	Ms (KN.m)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	Mn + Ms (KN.m)	1,25*(Mw+Me) (KN.m)	Observation
RDC	571,824	311,904	85,43	58,21	883,728	179,55	Vérifiée
1	358,668	571,824	85,43	70,06	930,492	179,55	Vérifiée
2	358,668	519,84	118,69	70,06	878,508	235,94	Vérifiée
3	249,48	358,668	118,69	70,06	608,148	235,94	Vérifiée
4	177,408	249,48	118,69	70,06	449,064	235,94	Vérifiée
5	177,408	177,408	118,69	70,06	376,992	235,94	Vérifiée
6	144,9	177,408	118,69	70,06	322,308	235,94	Vérifiée
7	134,568	144,9	118,69	70,06	279,468	235,94	Vérifiée
8	103,14	134,568	118,69	70,06	237,708	235,94	Vérifiée
9	90,94	103,14	118,69	70,06	148,608	235,94	N vérifiée
10	0	90,94	81,52	75,85	45,468	196,72	N vérifiée

**Tableau 5. 17** La vérification des zones nodales dans le sens secondaire

Niveau	Mn (KN.m)	Ms (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mn + Ms (KN.m)	1,25*(Mw + Me) (KN.m)	Observation
RDC	571,824	311,904	130,25	130,25	883,728	325,62	Vérifiée
1	358,668	571,824	130,25	130,25	930,492	325,62	Vérifiée
2	358,668	519,84	139,43	139,43	878,508	348,57	Vérifiée
3	249,48	358,668	139,43	139,43	608,148	348,57	Vérifiée
4	177,408	249,48	130,25	130,25	426,89	325,62	Vérifiée
5	177,408	177,408	130,25	130,25	354,82	325,62	Vérifiée
6	144,9	177,408	130,25	130,25	322,31	325,62	N vérifiée
7	134,568	144,9	130,25	130,25	279,468	325,62	N vérifiée
8	103,14	134,568	130,25	130,25	237,708	325,62	N vérifiée
9	90,94	103,14	130,25	130,25	194,08	325,62	N vérifiée
10	0	90,94	69,88	69,88	90,94	174,69	N vérifiée

**Remarque :** On remarque que la condition n'est pas vérifiée dans les 4 dernières niveaux donc il y a un risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte. Il y a lieu donc d'augmenter les sections de ferrailage des poteaux.

Le tableau suivant indique la nouvelle section d'acier à mettre dans les niveaux ou la condition de la zone nodale n'est pas vérifiée :

**Tableau 5. 18** Nouvelles sections adoptée pour les poteaux

Niveau	Section(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
6étage	45*40	2ha16+2ha14=7,1
7étage	45*35	4HA16
8étage	40*35	4HA16
9étage	40*30	2HA16+1HA14

Après avoir modifier les sections d'aciers des poteaux indiquée dans le **Tableau 5.18**, on a obtenu les résultats suivants :

**Tableau 5. 19** vérification de la zone nodale après augmentation de section

Niveau	Poutres principales			Poutres secondaires		
	Mn + Ms (KN.m)	1,25*(Mw + Me) (KN.m)	Observation	Mn +Ms (KN.m)	1,25*(Mw +Me) (KN.m)	Observation
RDC	883,728	179,55	Vérifiée	883,728	325,62	Vérifiée
1	930,492	179,55	Vérifiée	930,492	325,62	Vérifiée
2	878,508	235,94	Vérifiée	878,508	348,57	Vérifiée
3	608,148	235,94	Vérifiée	608,148	348,57	Vérifiée
4	426,89	235,94	Vérifiée	426,89	325,62	Vérifiée
5	368,35	235,94	Vérifiée	368,35	325,62	Vérifiée
6	381,71	235,94	Vérifiée	381,71	325,62	Vérifiée
7	393,37	235,94	Vérifiée	393,37	325,62	Vérifiée
8	327,78	235,94	Vérifiée	327,78	325,62	Vérifiée
9	216,11	235,94	N vérifiée	216,11	325,62	N vérifiée
10	90,94	196,72	N vérifiée	90,94	174,69	N vérifiée

**Remarque :** On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux sauf les deux derniers. Mais D'après le **RPA99/version2003** (Art 7.6.2) cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

### 3 Etude des voiles

Les voiles sont soumis à des effort normaux et des moments de flexion, ainsi leur calcul de ferrailage se fait en flexion composée. Dans notre projet on à pris deux types de voiles suivant les deux directions (x ; y) au RDC.

Le tableau suivant résume les sollicitations extraites dans l’ETABS 2016 :

**Tableau 5. 20** sollicitations des voiles

	Voile X				Voile Y			
	N (KN)	M(KN.m)	V (KN)	comb	N (KN)	M(KN.m)	V (KN)	comb
$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	2130,5	440,8	347,7	ELA	3895,52	5899,35	1039	ELA
$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	210,07	571,1		ELA	-571,4	4634,58		ELA
$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	666,45	609,3		ELA	3895,52	5899,35		ELA

#### 3.1 Méthode de calcul pour le ferrailage

La méthode de calcul qu’on vas utiliser dans notre ferrailage est la méthode des contraintes qui est une méthode simplifiée basée sur les contraintes avec supposition des diagrammes linéaires.

D’après le Document technique unifié (**RPA art 7.7.4**) Cette méthode nous permet de découper les zones tendues et comprimées en bandes et ferrailer chaque bande. La longueur de chaque bande se calcul sous la formule suivante :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L\right)$

#### 3.2 Calcul du ferrailage du voile

##### a) Armatures longitudinales :

Le ferrailage des armatures vertical sera disposé de tel sort qu’il prendra les contraintes de flexion composée.

##### Exemple de calcul Vy :

Combinaison N°1 :  $N^{min} = -571,4 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = 4634,58 \text{ KN.m}$

$e = 0,2 \text{ m} ; l = 3,9 \text{ m}$

### Contraintes maximale et minimale :

$$\sigma^{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma^{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

$S$  : La section du voile.  $\rightarrow S = e \times l + (b - e) \times h = 1,05 \text{ m}^2$

$I$  : Le moment d'inertie du voile

$$I = \frac{e \times l^3}{12} + \frac{(b-e) \times l^3}{12} = 0,997 \text{ m}^4$$

$$\sigma^{max} = 8,5 \text{ MPa} \rightarrow L_c = \frac{\sigma^{max}}{\sigma^{max} + \sigma^{min}} \times l = 1,8 \text{ m}$$

$$\sigma^{min} = -9,59 \text{ MPa} \rightarrow L_t = l - L_c = 2,1 \text{ m}$$

### Décomposition du voile par bandes

La décomposition des contraintes se fait par bande de longueur « d » qu'on doit dépasser :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = 1,2 \text{ m}$$

On prend  $D_1 = 0,6 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,75 \text{ m}$ ,  $D_3 = 0,75 \text{ m}$ ;  $D_4 = D_5 = D_6 = 0,6 \text{ m}$

$$\sigma_1 = 6,85 \text{ MPa}; \sigma_2 = 3,42 \text{ MPa}; \sigma_3 = 2,83 \text{ MPa}; \sigma_4 = 5,66 \text{ MPa}$$

### Détermination des efforts sur la bande et calcul des sections d'acier

$$N_1 = \frac{\sigma^{min} + \sigma^1}{2} \times D_1 \times e = \frac{9,59 + 6,85}{2} \times 0,6 \times 0,2 = 0,98 \text{ MN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 24,5 \text{ cm}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma^1 + \sigma^2}{2} \times D_2 \times e = 0,77 \text{ MN} \rightarrow A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 19,25 \text{ cm}^2$$

$$N_3 = \frac{\sigma^2}{2} \times D_3 \times e = 0,25 \text{ MN} \rightarrow A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_s} = 6,25 \text{ cm}^2$$

voile

$$N_4 = \frac{\sigma^3}{2} \times D_4 \times e = 0,16 \text{ MN} \rightarrow A_{v4} = \frac{N_4 - B \times f_{bu}}{\sigma_s} = -8,87 \text{ cm}^2$$

$$N_5 = \frac{\sigma^3 + \sigma^4}{2} \times D_5 \times e = 0,5 \text{ MN} \rightarrow A_{v5} = \frac{N_5 - B \times f_{bu}}{\sigma_s} = -27,72 \text{ cm}^2$$

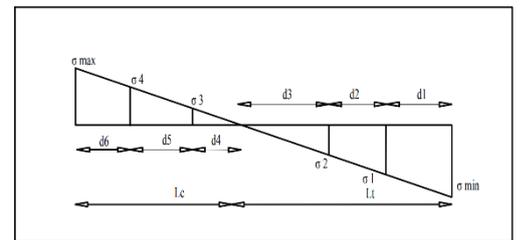


Figure 5. 6 Décomposition du

$$N_5 = \frac{\sigma^{max} + \sigma^4}{2} \times D_6 \times e = 0,84 \text{ MN} \rightarrow A_{v6} = \frac{N_6 - B \times f_{bu}}{\sigma_s} = -46,56 \text{ cm}^2$$

**Choix de barres :**

$$\text{Bande 1 : } 4\text{HA}20 + 8\text{HA}16 = 28,65 \text{ cm}^2 > A_{v1} = 24,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } 10\text{HA}16 = 20,11 > A_{v2} = 19,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 3 : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{v3} = 6,25 \text{ cm}^2$$

**Pour les autres bandes, le béton seul suffit.**

D'après le RPA99/version2003, le ferrailage des voiles se fait par symétrie, ainsi on ferraille une moitié du voile et on met le même ferrailage dans l'autre moitié.

### **Vérification de la section minimale exigée par le RPA**

Notre voile est entièrement tendu, ainsi la section minimale est :

$$A_{min}^{ZT} = 0,2\% (a \times l) = \frac{0,2}{100} \times 0,2 \times 3,9 = 15,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre voile on a : } 8\text{HA}20 + 38\text{HA}16 + 10\text{HA}12 = 112,82 \text{ cm}^2 > 15,6 \text{ cm}^2$$

#### **b) Vérification de cisaillement :**

$$V^{max} = 1039 \text{ KN (ELA)}$$

$$\bar{V} = 1,4 V^{max} = 1454,6 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e d} = \frac{1454,6 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,85} = 1,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

#### **c) Ferrailage transversal**

##### **- Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

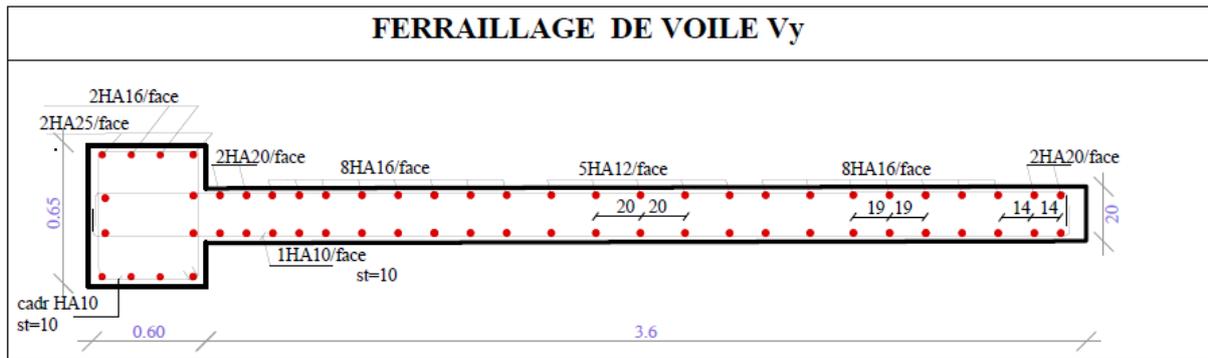
On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Calcul de la section d'armature**

$$A_H \geq \frac{\tau_u \times e \times S_t \times \gamma_s}{0,9 Fe} \rightarrow A_H \geq \frac{1,89 \times 0,2 \times 0,1}{0,9 \times 400} = 1,21 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>

La figure suivante représente le schéma de ferrailage du voile y :



**Figure 5.7.** Schéma de ferrailage du voile Y.

Les tableaux suivants résument les résultats des autres combinaisons et le voile x :

**Tableau 5. 21** contrainte maximale et minimale

Voile	Voile X (1,325 m)			Voile Y (3,9 m)		
	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$
N (KN)	2130,5	210,07	666,45	3895,52	-571,4	3895,52
M (KN.m)	440,8	571,1	609,3	5899,35	4634,58	5899,35
$\sigma^{max}$ (MPa)	15,57	8,28	9,67	15,22	8,5	15,22
$\sigma^{min}$ (MPa)	0,5	-7,48	-7,14	-7,8	-9,59	-7,8
$L_C$ (m)	1,325	0,7	0,76	2,6	1,8	2,6
$L_T$ (m)	0	0,625	0,525	1,3	2,1	1,3

**Tableau 5. 22** décomposition des voiles en bandes

Voile	Voile X (1,325 m)			Voile Y (3,9 m)		
	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$
D (m)	0,88	0,46	0,5	1,73	1,2	1,73
$D_1$ (m)	0,65	0,32	0,26	0,6	0,6	0,6
$D_2$ (m)	0,675	0,32	0,26	0,35	0,75	0,35
$D_3$ (m)	/	0,305	0,38	0,35	0,75	0,35
$D_4$ (m)	/	0,32	0,38	0,6	0,6	0,6
$D_5$ (m)	/	/	/	1	0,6	1
$D_6$ (m)	/	/	/	1	0,6	1

**Tableau 5. 23** contraintes moyennes

Voile	Voile X (1,325 m)			Voile Y (3,9 m)		
	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$
$\sigma^{max}$ (MPa)	15,57	8,28	9,47	15,22	8,4	15,22
$\sigma^{min}$ (MPa)	0,5	-7,48	-7,14	-7,8	-9,87	-7,8
$\sigma^1$ (MPa)	8,17	-3,74	3,57	-4,2	-6,85	-4,2
$\sigma^2$ (MPa)	/	4,14	4,83	-2,1	-3,42	-2,1
$\sigma^3$ (MPa)	/	/	/	5,85	2,83	5,85
$\sigma^4$ (MPa)	/	/	/	11,7	5,66	11,7

**Tableau 5. 24** effort et ferrailage

Voile	Voile X (1,325 m)				Voile Y (3,9 m)			
	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$	$A_v^{cal max}$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ → $M^{cor}$	$N^{min}$ → $M^{cor}$	$M^{max}$ → $N^{cor}$	$A_v^{cal max}$ (cm <sup>2</sup> )
$N_1$ (MN)	1,54	0,35	0,28	8,75	0,59	0,98	0,59	24,5
$N_2$ (MN)	0,58	0,12	0,04	3	0,35	0,77	0,35	19,25
$N_3$ (MN)	/	0,13	0,18	-31,43	0,11	0,25	0,11	6,25
$N_4$ (MN)	/	0,39	0,55	-39,31	0,43	0,16	0,43	-8,87
$N_5$ (MN)	/	/	/	/	1,3	0,5	1,3	-27,72
$N_6$ (MN)	/	/	/	/	2,16	0,84	2,16	-46,56

**Choix d'armature pour le voile x :**Voile X : **26HA12 = 29,41 cm<sup>2</sup>****Vérification de la section minimale****Voile X :**

$$A_{min}^{ZT} = 0,2\% (a \times l) = 2,65 \text{ cm}^2$$

**Tableau 5. 25** cisaillement et ferrailage horizontal

	$V (KN)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	$S_t (cm)$	$A_x^{hor} (cm^2)$	$A_x^{adop} (cm^2)$
Voile X	347,7	2,26	5	10	1,44	2HA10 = 1,57

**Remarque :** le ferrailage du voile Vx est dans l'ANNEXE N°2



*CHAPITRE 6*

*ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE*

## Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

### Introduction

L'étude de l'infrastructure consiste à analyser les besoins en fondation pour assurer la stabilité et la durabilité des structures. Le calcul des fondations est crucial pour déterminer leur taille, profondeur et la capacité de charge, en fonction du sol, des charges et des conditions environnementales. Une conception précise des fondations est essentielle pour garantir la sécurité des bâtiments.

### 1 Critère de choix et type de fondations

D'après l'étude géotechnique, le choix de type de fondation se fait selon la consistance et le type du sol d'assise du bâtiment ainsi que son poids propre.

Le choix du type de fondation se fait sur la base de données de la structure et de son implantation.

Selon le rapport du sol, le type de fondation suggéré est superficielle (filantes ou radier général), ancré à partir de 1,6 m, la contrainte du sol est estimée à 1,78 bars à l'ELS.

Afin de déterminer le choix de la fondation à utiliser pour notre structure, on se base sur la surface des fondations nécessaire obtenu à l'aide de la contrainte du sol et du poids de la structure, en la comparant à la surface du bâtiment.

### 2 Combinaisons d'action à considérer

D'après Le **RPA99**  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$  (**Art 10.1.4.1**)

### 3 Choix de type de fondation

Le calcul de surface de fondation se fait comme suit :

$$S_{\text{batiment}} = 482 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{fondation}} = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$N_s$  : l'effort normale l'ELS de la structure

$\bar{\sigma}_{adm}$  : contrainte admissible du sol

$$S_{\text{fondation}} = \frac{65099,98}{178} = 365,73 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{365,73}{482} = 0,75 = 75\%$$

Vue que le pourcentage de la surface de la fondation égal 75% de la surface totale du bâtiment, on juge que la fondation la plus optimale sera donc un radier général.

### 4 Etude du radier nervuré

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol.

Il est choisi selon ces trois caractéristiques principales :

- L'importance des charges transmises.
- La mauvaise nature du sol d'assise.
- Le rapprochement des poteaux (petites travée)

#### 4.1 Dimensionnement du radier

Le dimensionnement du radier se base sur les sept conditions suivantes :

- La raideur du radier.
- La résistance du radier au cisaillement.
- La résistance au poinçonnement.
- La résistance au renversement.

- La contrainte du sol.
- La poussée hydrostatique.
- Une condition forfaitaire de coffrage.

**a) La condition de coffrage**

On a  $l^{max} = 5m$  ; la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Nervure : } h_n \geq \frac{l^{max}}{10} \\ \bullet \text{ Radier : } h_r \geq \frac{l^{max}}{20} \end{array} \right.$$

$h_n$  : La hauteur de la nervure.

$h_r$  : La hauteur du radier.

$$\text{ainsi on a : } \begin{cases} h_n \geq 50 \text{ cm} \\ h_r \geq 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**b) La condition de la rigidité**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, si :  $l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$  avec  $l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

$l_e$  : la longueur élastique

E : module d'élasticité du béton  $\rightarrow E = 32456,6 \text{ MPa}$

I : l'inertie de la section du radier  $\rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol,

On a :  $1 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{adm} = 1,78 \text{ bar} < 2 \text{ bar}$

Ainsi le sol est considéré moyen.  $\rightarrow K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 40}{3,14^4 \times 32456,6}}$$

$$\mathbf{h_t \geq 0,72 m}$$

On prend :  $h_t = 80 \text{ cm} \rightarrow h_r = 40 \text{ cm}$

c) Vérifications nécessaires

- Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (art 3.541.a)

Le calcul des contraintes revenant au radier se fait suivant les formules classiques de la RDM. Pour cela il sera nécessaire de calculer l'inertie du radier par rapport à son centre de gravité. En appliquant le théorème de HYUGENS on opte les inerties suivantes :

$$inertie(x; y) \begin{cases} I_{xx} = 14060,6 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 27045,2 \text{ m}^4 \end{cases} \rightarrow \text{les centres de gravité} \begin{cases} x_G = 14,42 \text{ m} \\ y_G = 9,92 \text{ m} \end{cases}$$

La figure suivante représente les résultats donnés par Socotec :

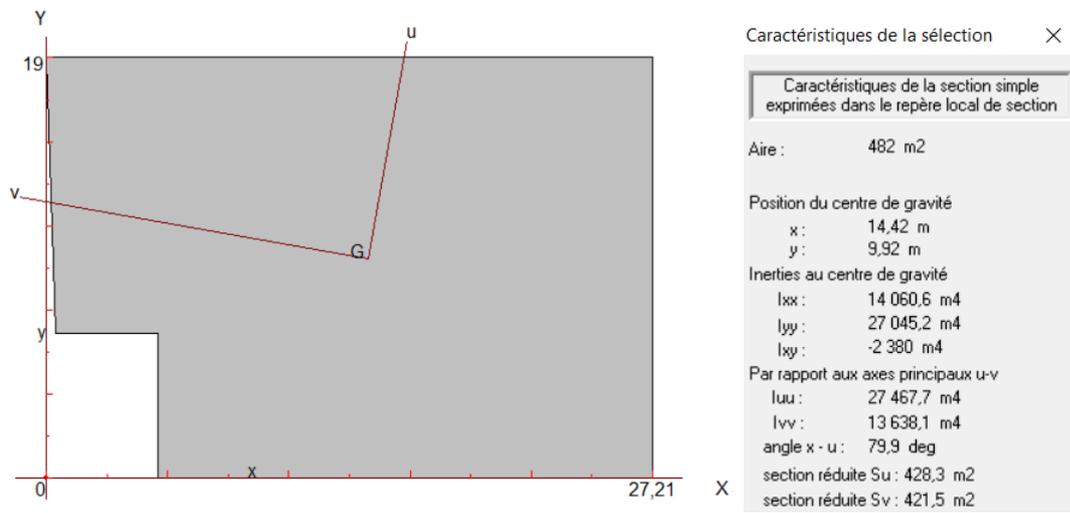


Figure 6. 1 résultats donnés par Socotec

On doit vérifier la condition suivante dans le sens (xx ; yy) :

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^+ + \sigma^-}{4} \leq \bar{\sigma}^{sol}$$

La contrainte sous le radier.

$$\sigma^\pm(x) = \frac{N}{S_{radier}} \left( 1 \pm \frac{6e_x}{L_x} \right)$$

$$\sigma^\pm(y) = \frac{N}{S_{radier}} \left( 1 \pm \frac{6e_y}{L_y} \right)$$

$M_{x,y}$  : les moments à la base à l'ELS donnés par ETABS 2016.

$N_s$  : l'effort normale à l'ELS  $N_s = 65,01 \text{ MN}$

Les moments à l'ELS dans les deux sens : 
$$\begin{cases} M_x = 76,506 \text{ MN.m} \\ M_y = 36,209 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Détermination des contraintes moyennes :

**Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma^+ = 0,169 \text{ MPa} = 1,69 \text{ bars} \\ \sigma^- = 0,09 \text{ MPa} = 0,9 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :  $\sigma^{moy} = 0,15 \text{ MPa} = 1,49 \text{ bars} < 1,78 \text{ bars}$

**Sens Y-Y**

$$\begin{cases} \sigma^+ = 0,158 \text{ MPa} = 1,58 \text{ bars} \\ \sigma^- = 0,11 \text{ MPa} = 1,1 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :  $\sigma^{moy} = 0,146 \text{ MPa} = 1,46 \text{ bars} < 1,78 \text{ bars}$

On constate que la contrainte moyenne dans les deux sens est inférieure à la contrainte du sol admissible, ainsi on n'a pas besoin d'un débord pour le radier.

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99/version2003 (art 10.1.5)** on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens X-X :**

$$e = \frac{M_x}{N_s} = \frac{61,218}{65,01} = 0,94 \text{ m} < \frac{27,61}{4} = 6,9 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} M_x : \text{le moment sismique} \\ N_s : \text{l'effort à l'ELS} \end{cases}$$

**Sens Y-Y :**

$$e = 1,06 \text{ m} < 4,88 \text{ m}$$

Les deux conditions sont satisfaites, ainsi il n'y en a pas de risque de renversement.

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit satisfaire la condition suivante :

$$N \geq F_s \times H \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

N : Le poids total de la superstructure

$F_s$  : coefficient de sécurité ;  $F_s = 1,5$

H : la hauteur d'ancrage ;  $H = 4,88$  m

$S_{rad}$  : surface du radier ;  $S_{rad} = 482$  m<sup>2</sup>

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 10$  KN/m<sup>3</sup>

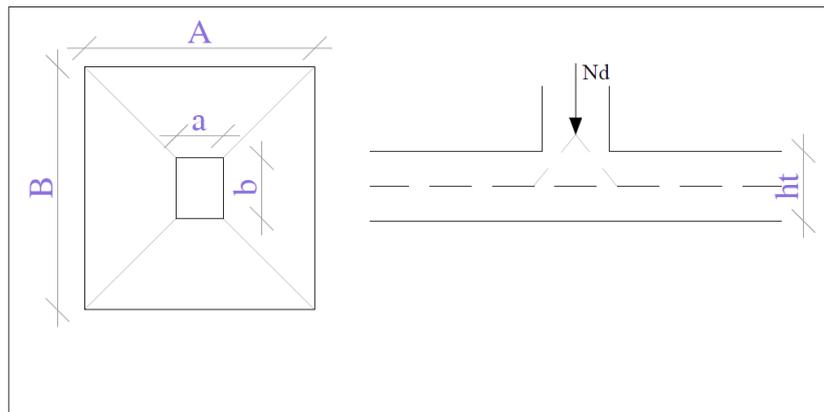
On trouve :  $N = 65099,98$  KN > 11760,8 KN

#### - Vérification du poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La figure suivante montre le schéma représentatif de la zone d'impact de la charge concentrée :



**Figure 6. 2** La zone d'impact de la charge concentrée

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour cisailé, projeté su le plan moyen du radier.

$N_d = 2627,87 \text{ KN}$  : effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité.

$h_t = 80 \text{ cm}$  : hauteur totale du radier

Le poteau le plus sollicité est de dimensions  $(65 \times 60) \text{ cm}^2$ , le périmètre d'impact est donné par :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,8 = 1,4 \text{ m} \end{cases} \text{ donc } U_c = 5,7 \text{ m}$$

On trouve

$$N_d = 2,628 \text{ MN} < 0,045 \times 5,7 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3,42 \text{ MN}$$

On constate qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement, car la condition est vérifiée.

#### - Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande  $b = 1 \text{ m}$  et de hauteur  $d$ .

Avec

$$V_d = \frac{N_d \times l_{max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{89613,34 \times 5}{2 \times 482} = 464,8 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{v_d}{b \times \bar{\tau}_u} \rightarrow d \geq 0,186 \text{ m} ; \text{ on opte } d = 35 \text{ cm}$$

Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Ainsi il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

**Les dimensions finales du radier sont :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur de la nervure : } h_t = 80 \text{ cm} \\ \text{Hauteur du radier : } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{Surface du radier : } S_{raadier} = 482 \text{ m}^2 \\ \text{Enrobage : } d' = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

## 5 Ferrailage

Le ferrailage du radier est calculé en flexion simple comme un plancher inversé appuyé sur les nervures, car il est soumis à des moments de flexion causés par la réaction du sol. Ainsi on prend le panneau le plus défavorable et on propage le ferrailage pour le reste des panneaux.

### 5.1 Ferrailage du radier

#### a) Sollicitation du panneau

$$\text{on a: } \begin{cases} l_x = 3,75 \text{ m} \\ l_y = 4,35 \text{ m} \end{cases} \text{ et } Q_u = \frac{N_u}{S_{radier}}$$

Avec :  $N_u$  : effort normal ultime donné par la structure.

➤ Calcul du poids propre du radier

$$P_{rad} = h_{rad} \times S_{rad} \times \gamma_b = 0,4 \times 482 \times 25 = 4820 \text{ KN}$$

➤ Calcul du poids de la nervure

$$P_{nerv} = h_t \times b_{poteau} \times L_{ner} \times \gamma_b = 0,8 \times 0,65 \times 298,76 \times 25 = 3883,88 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = N_u^{cal} + 1,35(P_{rad} + P_{nerv}) = 101363,57 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } Q_u = 201,29 \text{ KN/m}^2$$

Pour ce panneau on a :

$$\rho = 0,86 \rightarrow \begin{array}{l} \mathbf{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases} \\ \mathbf{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0569 \\ \mu_y = 0,791 \end{cases} \end{array}$$

**Moment isostatique à l'ELU**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 = 140,96 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x = 97,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments corrigés à l'ELU**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 M_0^x = 119,816 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_0^y = 83,02 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0,5 M_0^x = 70,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b) Ferrailage du panneau**

Les résultats de ferrailage pour une section de (1x0,4) m<sup>2</sup> sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 1** ferrailage du radier

Localisation		$M_u$ (KN.m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de barres	Espacement
Travée	XX	119,816	10,21	3,42	7HA14 = 10,78 cm <sup>2</sup> /ml	15
	YY	83,02	7	3,2	5HA14 = 7,7 cm <sup>2</sup> /ml	20
Appui		70,48	5,9	3,42	4HA14 = 6,16 cm <sup>2</sup> /ml	25

**c) Vérifications nécessaires**

➤ **Cisaillement**

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 l_y^4} = 243,13 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 l_y^4} = 155,76 \text{ KN}$$

$$V^{max} = V_x = 243,13 \rightarrow \tau_u = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

**d) Vérifications à l'ELS**

$N_s = 65099,89 \text{ KN}$  : poids de la structure.

$N_{s \text{ total}} = 73803,86 \text{ KN}$  : poids de la structure et le poids de la fondation.

$$q_s = 153,12 \text{ KN/m}$$

$$\text{on a } \begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 104,13 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 82,36 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0,5M_0^x = 61,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes de béton et d'acier est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 2** vérifications des contraintes

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	104,13	9,14	133587	7,12<15	Vérifiée	302,17>201,63	Non vérifiée
	YY	82,36	7,91	101259	6,43<15		330,56>201,63	
Appui		61,25	7,17	83851	5,23<15		304,96>201,63	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, ainsi on doit calculer le ferrailage à l'ELS.

- **Ferrailage à l'ELS**

Le calcul de ferrailage à l'ELS est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 3** calcul de ferrailage à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix de barres	$S_t$ (cm)
Travée	XX	104,13	4,21	0,311	16,46	6HA20 = 18,85 cm <sup>2</sup> /ml	17
	YY	82,36	3,35	0,282	12,94	7HA16 = 14,07 cm <sup>2</sup> /ml	15
Appui		61,25	2,47	0,246	9,45	5HA16 = 10,05 cm <sup>2</sup> /ml	25

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus après le ferrailage à l'ELS :

**Tableau 6. 4** vérification des contraintes après augmentation de ferrailage

Localisation		$A^{ado}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	18,85	5,8<15	Vérifiée	177,3 < 201,63	Vérifiée
	YY	14,07	5,09<15		185,32 < 201,63	
Appui		10,05	4,3<15		190,23 < 201,63	

### - Vérification des espacements

La fissuration est préjudiciable, ainsi pour les deux sens on a

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(80 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

## 5.2 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section « T » renversée, noyées dans le radier. Elles servent d'appuis pour le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

La répartition des charges sur chaque travée s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué dans la figure suivante :

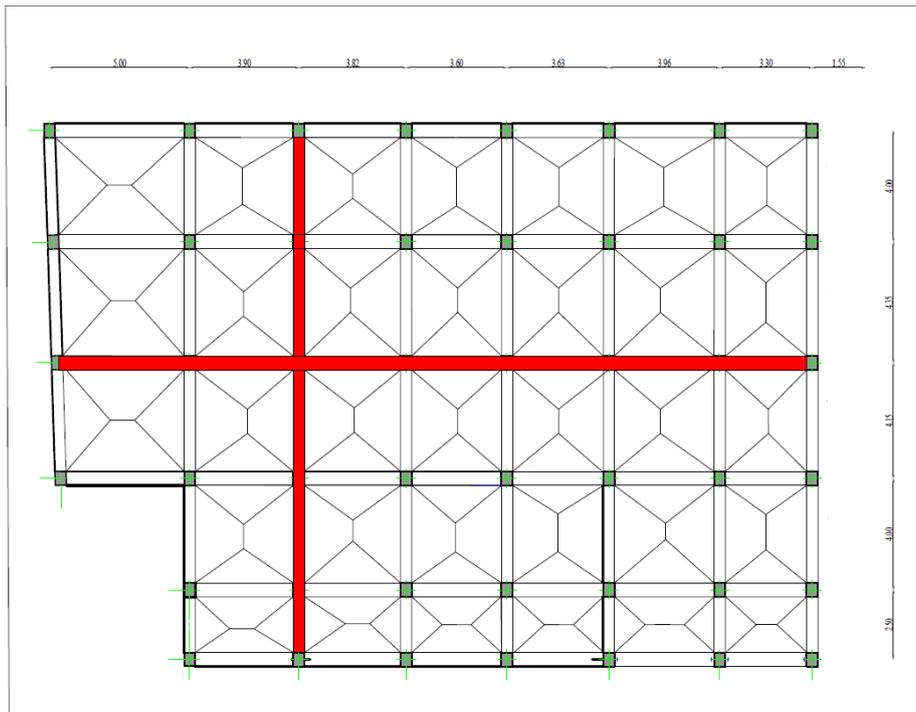


Figure 6. 3 schéma des lignes de ruptures.

**Remarque :** on s'intéresse aux nervures hachurées dans la figure au-dessous car ce sont les plus chargées (cas le plus défavorable).

On peut transformer les charges triangulaires et trapézoïdales en charge « q » uniformément répartie afin de simplifier les calculs.

- **Cas d'une charge triangulaire**

Pour le cas de plusieurs charges triangulaire dans une même nervure on applique la formule

suivante :  $q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Pour le cas d'une seule charge triangulaire par travée :  $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} P l_x \\ q_v = \frac{1}{2} P l_x \end{cases}$

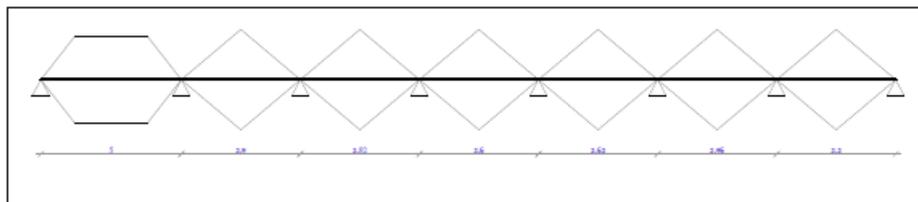
- **Cas des charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{1}{2} P \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{1}{2} P \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

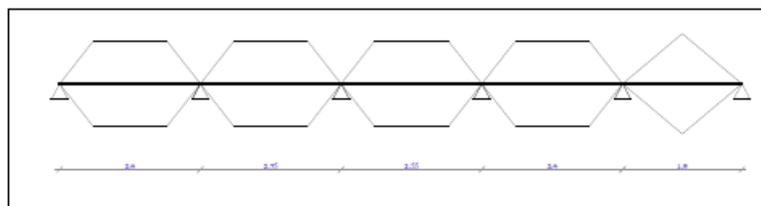
Avec :  $\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$  et  $\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$

Pour chaque sens, on prend la nervure la plus chargée, puis l'étude sera généralisée sur toutes les nervures. Pour la détermination des sollicitations, on utilisera la méthode de Caquot.

Les nervures les plus défavorables sont montrées dans les figures suivantes :



**Figure 6. 4** les charges transmises à la nervure x-x



**Figure 6. 5** les charges transmises à la nervure y-y

a) Calcul du chargement

$$\begin{cases} N'_u = N_u - P_{nerv} = 96120,33 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - P_{nerv} = 69919,98 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = 199,41 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = 145,06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On obtient donc :

➤ Sens X-X

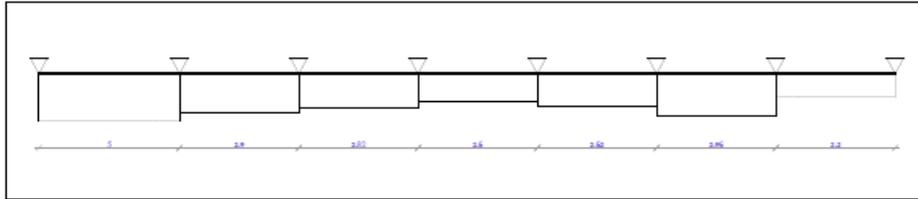


Figure 6. 6 schéma statique de la nervure selon x-x

Le tableau suivant montre le chargement sur les travées dans le sens X-X :

Tableau 6. 5 chargement sur les travées du sens x-x

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée C-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée G-H
$q_m^u$ (KN/m)	558,25	304,73	304,73	304,73	304,73	304,73	304,73
$q_m^s$ (KN/m)	406,1	221,68	221,68	221,68	221,68	221,68	221,68
$q_v^u$ (KN/m)	423,72	364,19	364,19	364,19	364,19	364,19	364,19

➤ Sens Y-Y

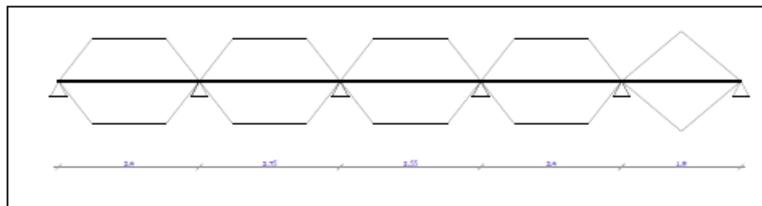


Figure 6. 7 schéma statique de la nervure selon y-y

Le tableau suivant montre le chargement sur les travées dans le sens Y-Y :

**Tableau 6. 6** Le chargement sur la travée selon le sens y-y

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée C-E	Travée E-F
$q_m^u$ (KN/m)	451,5	485,88	467,21	451,5	252,58
$q_m^s$ (KN/m)	328,44	353,45	339,87	328,44	183,74
$q_v^u$ (KN/m)	329,22	368,02	352,02	339,21	252,58

**b) Calcul de sollicitations**

Dans le calcul des sollicitations, on doit ajouter le poids des nervures qui sont des charges uniformément réparties.

$$\text{donc: } \begin{cases} P_{nerv}^u = 1,35 \times b_{fiche\ pot} \times h_t \times \gamma_b \\ P_{nerv}^s = b_{fiche\ pot} \times h_t \times \gamma_b \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_{nerv}^u = 17,55\ KN/m \\ P_{nerv}^s = 13\ KN/m \end{cases}$$

Les résultats des sollicitations à l'ELU sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6. 7** Sollicitations dans les nervures à l'ELU

Sens	Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)
X-X	A-B	5	575,8	0	-1184,62	2,08	1255,8
	B-C	3,9	322,28	-1184,62	-361,66	2,6	-91,33
	C-D	3,82	322,28	-361,66	-334,87	1,93	239,65
	D-E	3,6	322,28	-334,87	-317,12	1,81	196,12
	E-F	3,63	322,28	-317,12	-351,45	1,78	196,67
	F-G	3,96	322,28	-351,45	-397,04	1,94	257,68
	G-H	3,3	322,28	-397,04	0	2,02	262,64
Y-Y	A-B	4	469,05	0	-805,84	1,57	578,44
	B-C	4,35	503,43	-805,84	-673,98	2,23	451,76
	C-D	4,15	484,76	-673,98	-597,42	2,11	408,24
	D-E	4	469,05	-597,42	-404,34	2,1	439,69
	E-F	2,5	270,13	-404,34	0	1,84	57,28

Les résultats des sollicitations à l'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6. 8** Sollicitations dans les nervures à l'ELS

Sens	Travées	L (m)	$q_m$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$x_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)
X-X	A-B	5	419,1	0	-862,28	2,08	914,02
	B-C	3,9	234,68	-862,28	-263,36	2,6	-66,39
	C-D	3,82	234,68	-263,36	-243,85	1,93	174,51
	D-E	3,6	234,68	-243,85	-230,92	1,81	142,81
	E-F	3,63	234,68	-230,92	-255,92	1,78	143,21
	F-G	3,96	234,68	-255,92	-289,12	1,94	187,64
	G-H	3,3	234,68	-289,12	0	2,02	191,25
Y-Y	A-B	4	341,44	0	-586,59	1,57	421,07
	B-C	4,35	366,45	-586,59	-490,6	2,23	328,83
	C-D	4,15	352,87	-490,6	-434,88	2,11	297,17
	D-E	4	341,44	-434,88	-294,37	2,1	320,05
	E-F	2,5	196,74	-294,37	0	1,84	41,75

**c) Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en T à la flexion simple,

➤ **Détermination de la largeur b**

Données de calcul :

$$\begin{cases} h_t = 80 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} \\ b_0 = 65 \text{ cm} ; d = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

On a :  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10}\right)$  **CBA93 (Art 4.1.3)**

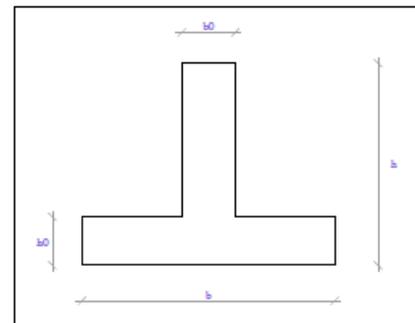
**Sens X-X :**

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{4,35}{2} ; \frac{1,9}{10}\right) \rightarrow b \leq 1,03 \text{ m}$$

**Sens Y-Y :**

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{3,75}{2} ; \frac{2,65}{10}\right) \rightarrow b \leq 1,18 \text{ m}$$

On opte alors :  $\begin{cases} \text{sens } x, x: b = 100 \text{ cm} \\ \text{sens } y, y: b = 110 \text{ cm} \end{cases}$



**Figure 6. 8** Section à ferrailier

Les résultats de ferrailage des nervures sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 6. 9** ferrailage des nervures

Localisation		$M_u$ (KN.m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de barres (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	1255,8	52,68	9,05	12HA25 = 58,91
	Y-Y	578,44	22,95	9,96	8HA20 = 25,13
Appui	X-X	1184,62	49,4	9,05	12HA25 = 58,91
	Y-Y	805,84	32,45	9,96	12HA20 = 37,7

**d) Vérifications à l'ELU**

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times F_{c28} ; 4 MPa) = 2,5 MPa$

**Sens X-X**

$\tau_u = 1,22 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement dans le sens X.

**Sens Y-Y**

$\tau_u = 1 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement dans le sens Y.

➤ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{max}\right) \rightarrow \phi_t \leq 22,85 mm$$

Soit  $\phi_t = 10 mm$

Soit 6HA10 = 4,71 cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement**

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 Fe} \rightarrow S_t \leq 38,44 cm$$

$$A_{t2} \geq \frac{S_t(0,4 b)}{Fe} \rightarrow S_t \leq 72,46 cm$$

On opte :  $S_t = 15 cm$

➤ **Armatures de peau**

Selon **CBA (Art 7.3)** il faudra mettre des armatures de peau afin d'éviter toute fissuration, due à la hauteur importante de la section de nervure.

$$A_p = 0,2\% (b_0 \times h) = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_p = 4HA16 + 2HA14 = 11,12 \text{ cm}^2$$

**e) Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}Fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Les résultats de vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 10** Vérification des contraintes

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	914,02	29,67	2866359	9,75<15	Vérifiée	237,03>201,63	Non vérifiée
	YY	421,07	27,59	2756251	4,21<15		244,61>201,63	
Appui	XX	862,28	28,6	2682249	9,2<15		223,61>201,63	
	YY	586,59	27,59	2756251	5,87<15		231,19>201,63	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, ainsi on doit calculer le ferrailage à l'ELS, qui est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 6. 11** Ferrailage à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix de barres
Travée	XX	914,02	8,05	0,407	69,92	4HA32+8HA25 = 71,44 cm <sup>2</sup> /ml
	YY	421,07	3,37	0,282	30,73	6HA25+2HA14 = 32,53 cm <sup>2</sup> /ml
Appui	XX	862,28	7,6	0,397	65,71	6HA20(fil)+6HA32(chap) = 71,44 cm <sup>2</sup> /ml
	YY	586,59	4,7	0,326	43,51	6HA20(fil)+6HA25 (chap) = 48,3 cm <sup>2</sup> /ml

La vérification des contraintes après augmentation de la section d'armature est résumée ci-dessous :

**Tableau 6. 12** vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures

Localisation		$A^{ado}$ ( $cm^2/ml$ )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ ( $MPa$ )	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ ( $MPa$ )	Observation
Travée	XX	71,44	9,17<15	Vérifiée	197,62 < 201,63	Vérifiée
	YY	32,53	5,19<15		191,04 < 201,63	
Appui	XX	71,44	8,65<15		186,44 < 201,63	
	YY	48,3	6,28		182,65<201,63	

## 6 Etude du voile périphérique

### Introduction

D'après le **RPA99/version2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessus du niveau de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau de la fondation et le niveau de la base. Il doit satisfaire les exigences minimales suivante :

- L'épaisseur minimale du voile est 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 1% de la section à ferrailer dans les deux sens.

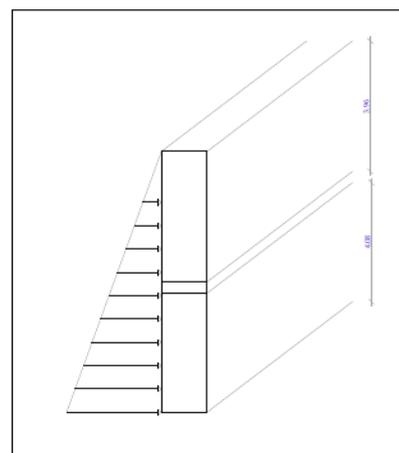
- **Les dimensions du voile périphérique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{la hauteur du mur: } h = 8,04 \text{ m} \\ \text{la longueur du voile: } L = 4,35 \text{ m} \\ \text{l'épaisseur du voile : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Les caractéristiques du sol**

D'après le rapport du sol, les caractéristiques du sol sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le poids volumique du sol: } \gamma = 18,5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 20,38^\circ \\ \text{la cohésion : } C = 0,47 \end{array} \right.$$



**Figure 6. 9** poussée des terres

**Remarque :** vue que la cohésion du sol est variable dans le temps, et elle est difficilement mesurable. Dans ce cas on peut la négliger par critère de sécurité.

### 6.1 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- a) La poussée des terres :

La charge de la poussée des terres se calcul sous la formule suivante :

$$G = \left( h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2C tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

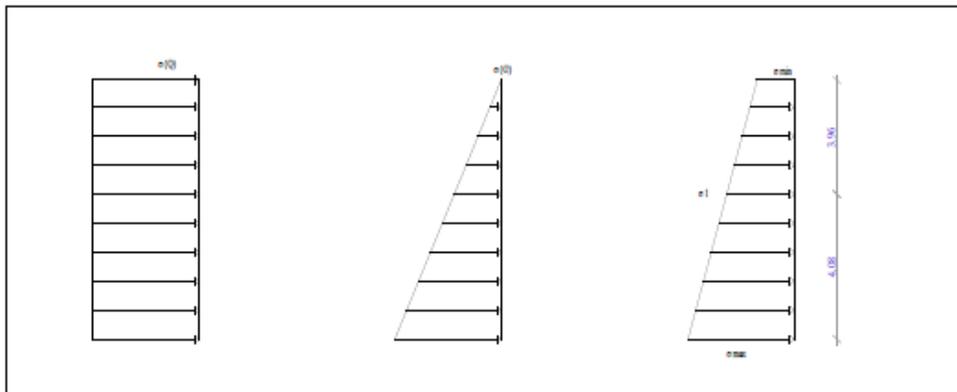
$$G = \left( 8,04 \times 18,5 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{20,38}{2} \right) \right) = 71,9 \text{ KN/m}^2$$

- b) Surcharge ;

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

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4,83 \text{ KN/m}^2$$

### 6.2 Calcul des sollicitations



**Figure 6. 10**répartition des contraintes sur le voile

Le voile se ferraille comme étant une dalle pleine sur quatre appuis :

On a :  $l_x = 3,73 \text{ m}$  et  $l_y = 4,35 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,86$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$\begin{cases} \sigma^{min} = 1,5 Q = 7,245 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^{max} = 1,35G + 1,5 Q = 104,31 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^1 = 59,46 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

La contrainte appliquée sur le voile du sous-sol est trapézoïdale, dans ce cas la contrainte moyenne se calcul sous la formule suivante :

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^{max} + \sigma^1}{4} = 93,09 \text{ KN/m}^2$$

Dans le cas de ferrailage des dalles pleine, on ferraille une bande de 1 ml.

$$\text{Ainsi : } q_u = \sigma^{moy} \times 1 \text{ ml} = 93,09 \text{ KN/m}^2$$

- **Moments isostatiques**

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,86 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 64,5 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 44,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85M_0^x = 54,825 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0,5M_0^x = -32,25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85M_0^y = 38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Après avoir calculé les sollicitations à l'ELU, on passe au ferrailage du voile périphérique qui se fait en flexion simple, car il est soumis à un moment de flexion causé par la charge de la poussée de terre.

### 6.3 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage du mur se fait par bande de 1 ml

Le tableau suivant résume le calcul de la dalle à la flexion simple :

Tableau 6. 13 ferrailage du voile

Laicalisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	XX	54,82	0,171	0,237	0,136	11,6	2	4HA20 = 12,57	25
	YY	38	0,119	0,159	0,140	7,7	2	4HA16= 8,04	25
Appui		-32,25	0,109	0,133	0,142	6,52	2	4HA16= 8,04	25

$b = 1ml ; h = 0,2 m ; c = 3 cm ; f_{bu} = 14,2 MPa ; f_{st} = 348 MPa$

- Section minimale d'acier au sens x :

$$A^{min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 1,72 \text{ cm}^2 < A = 12,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

- Section minimale d'acier au sens y :

$$A^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2 < A = 8,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

### 6.4 Vérifications nécessaires

#### a) Vérification à l'ELU

#### Vérification de l'effort tranchant

$$\text{Sens x : } V_x = \frac{q_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 112,69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On doit vérifier : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{112,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0751 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

Dans ce cas, on n'a pas besoin d'armature d'âme.

**b) Vérification à l'ELS**

$$\begin{cases} \sigma^{min} = Q = 4,83 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^{max} = G + Q = 76,73 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma^1 = 40,25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

La contrainte appliquée sur le voile du sous-sol est trapézoïdale, dans ce cas la contrainte moyenne se calcul sous la formule suivante :

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^{max} + \sigma^1}{4} = 67,61 \text{ KN/m}^2$$

Dans le cas de ferrailage des dalles pleine, on ferraille une bande de 1 ml.

$$\text{Ainsi : } q_s = \sigma^{moy} \times 1 \text{ ml} = 67,61 \text{ KN/m}^2$$

**Vérification des contraintes :**

Le tableau suivant résume les résultats de la vérification à l'ELS :

**Tableau 3. 1** Contraintes du béton

Sens	$M_{ts}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sens x	45,49	5,86	22459,06	11,869	15	Vérifiée	277,68	201,63	Non
Sens y	36	4,83	16092,7	10,8	15		337,97	201,63	Vérifiée
Appui	26,76	4,83	16092,7	8,03	15		253,62	201,63	

Vue que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée, on doit ferrailer le voile périphérique à l'ELS :

Le tableau suivant résume le calcul de ferrailage à l'ELS :

**Tableau 6. 14** ferrailage à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ (10 <sup>-3</sup> )	$\alpha$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix de barres (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	XX	45,49	10,02	0,443	17,64	4HA25 = 19,64	25
	YY	36	7,93	0,404	13,75	5HA20 = 15,71	20
Appui	XX	26,76	5,9	0,36	10,04	5HA16 = 10,05	20

On doit vérifier les contraintes avec la nouvelle section d'armature :

**Tableau 6. 15** vérification des contraintes

Localisation		$A^{ado}$ ( $cm^2/ml$ )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ ( $MPa$ )	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ ( $MPa$ )	Observation
Travée	XX	19,64	10,36 < 15	Vérifiée	182,42 < 201,63	Vérifiée
	YY	15,71	8,76 < 15		178,01 < 201,63	
Appui	XX	10,05	7,53 < 15		201,38 < 201,63	

Après changement de section d'acier, on voit que les contraintes de béton et de l'acier sont vérifiées, ainsi on opte le ferrailage suivant pour le voile périphérique :

4HA25 = 19,64 pour la travée x-x.

5HA20 = 15,71 pour la travée y-y.

5HA16 = 10,05 pour l'appui du voile.

## **Conclusion générale**

Le Chapitre 1 a établi les bases sur la structure et les matériaux, tandis que le Chapitre 2 a présenté des calculs préliminaires de pré-dimensionnement, incluant le dimensionnement initial des éléments de la structure et la détermination des charges appliquées pour fixer leurs sections.

Le Chapitre 3, l'attention s'est portée sur l'étude des différents éléments secondaires du bâtiment, avec une mise en avant de leurs armatures.

Le Chapitre 4 a ensuite abordé une étude dynamique, traitant de la réponse sismique et du comportement dynamique selon les exigences du RPA99.

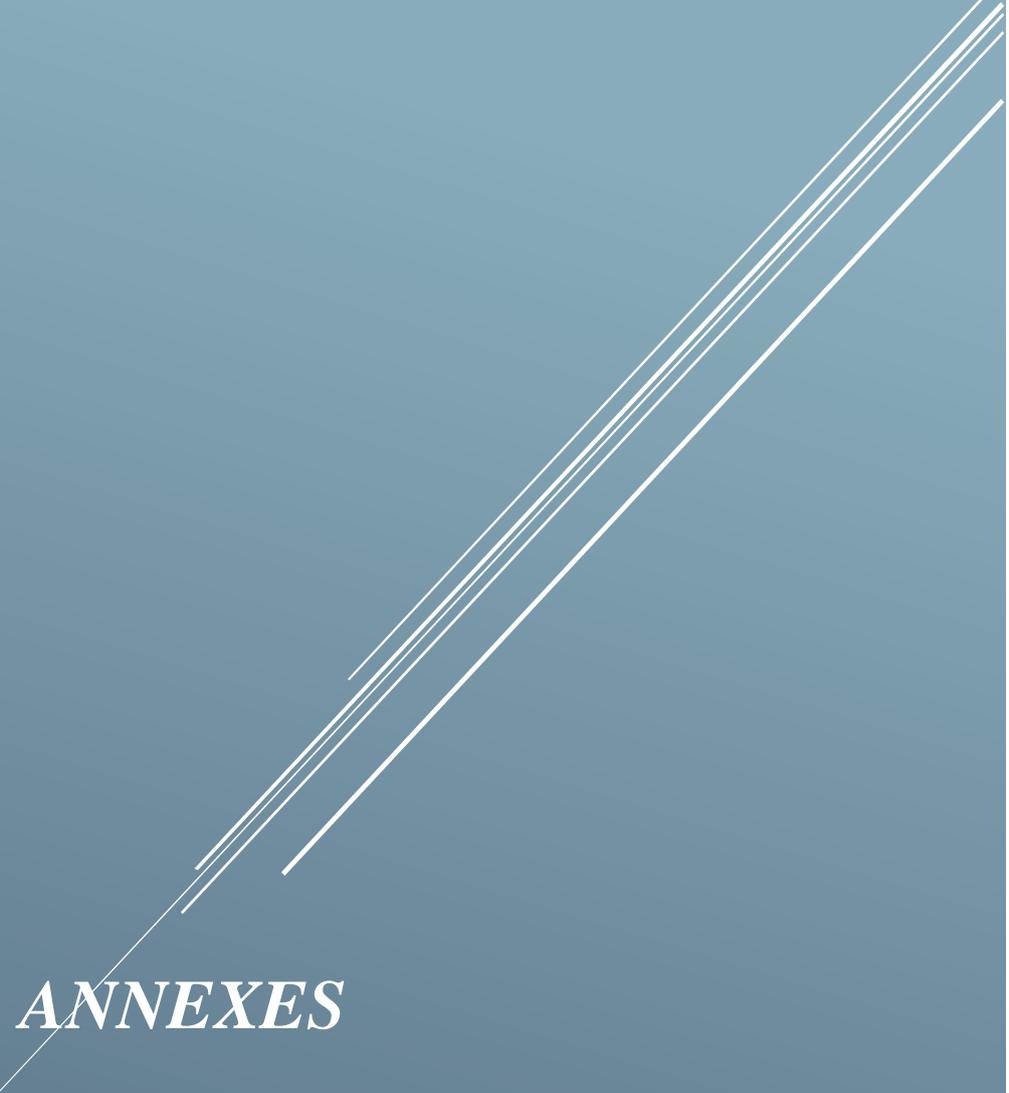
Plusieurs points importants ont été mis en évidence, notamment l'importance de modéliser tous les éléments de la structure pour une représentation précise du comportement, l'impact de la disposition des voiles sur le comportement dynamique et la justification du système de contreventement, ainsi que l'accent mis sur la sécurité conformément aux normes du RPA99v2003.

Le chapitre 5 concernait l'étude des éléments structuraux, en prenant en compte les efforts sismiques pour déterminer leur armature.

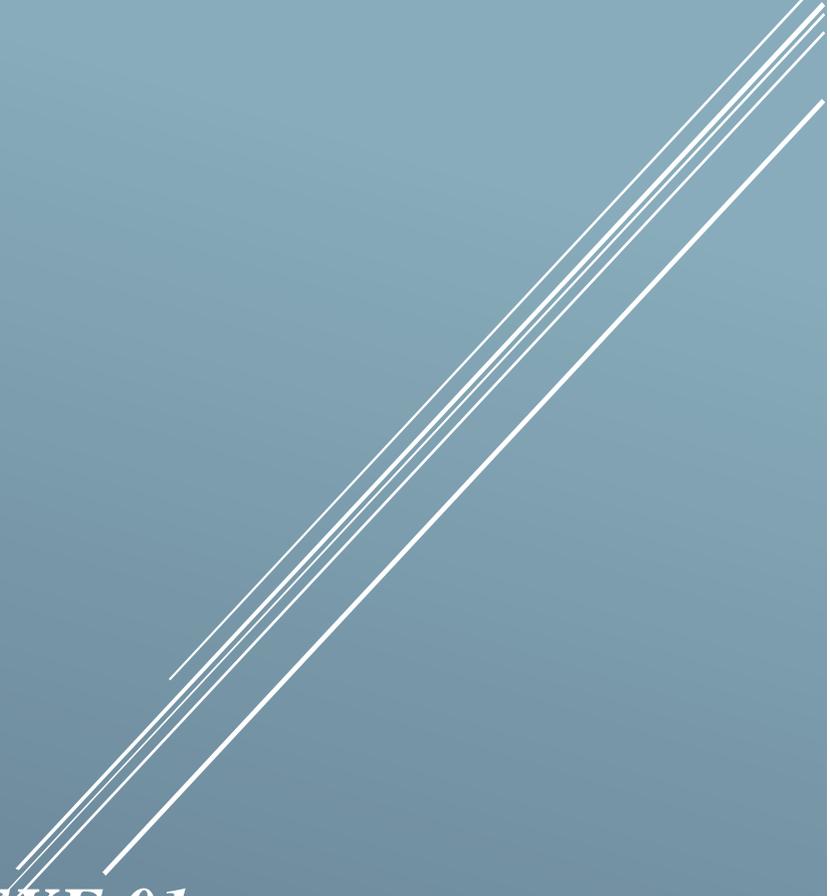
Le Chapitre 6 a conclu avec une étude de l'infrastructure, soulignant l'importance du choix de la fondation, avec une préférence pour un radier nervuré pour cette structure spécifique.

## Bibliographie

- ❖ **BAEL91 révisées 99.** « Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armée suivant la méthode des états limites ». Edition CSTB, février 2000.
  
- ❖ **CBA 93.** « Règles de conception et de calcule des structures en béton armé ».
  
- ❖ **RPA 99.** « Règles parasismiques Algérienne ». Edition CGS, version 2003.
  
- ❖ **DTR B.C.2.2.** « Document technique règlementaire, charges permanentes et charges d'exploitation ». Edition CGS, Octobre 1988.
  
- ❖ **DTR B.C.2.331.** « Règles de calcule des fondation superficielles ». Edition CGS, octobre 1991.
  
- ❖ L'ensembles des anciens mémoires pédagogiques.

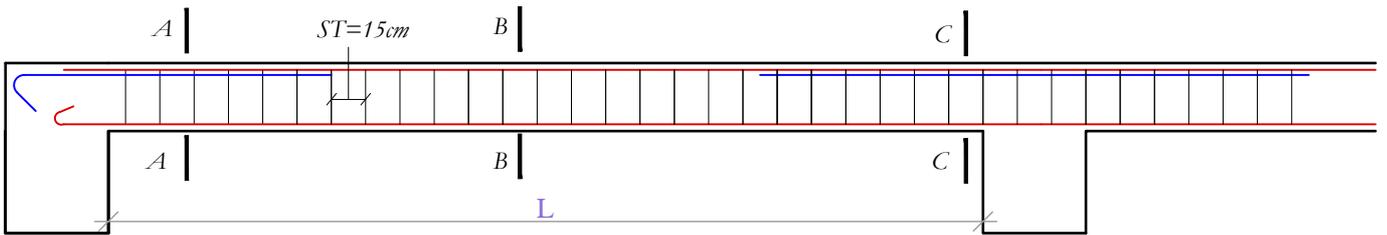


# *ANNEXES*



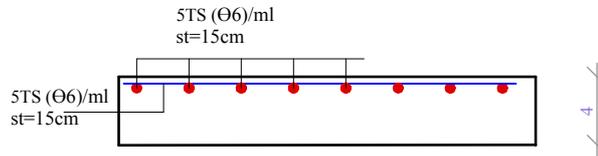
*ANNEXE 01*  
*PLAN DE FERRAILLAGE DES*  
*ELEMENTS SECONDAIRES*

## DETAILS DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES ET DE LA DALLE DE COMPRESSION



**COUPE LONGITUDINALE D'UNE POUTRELLE**

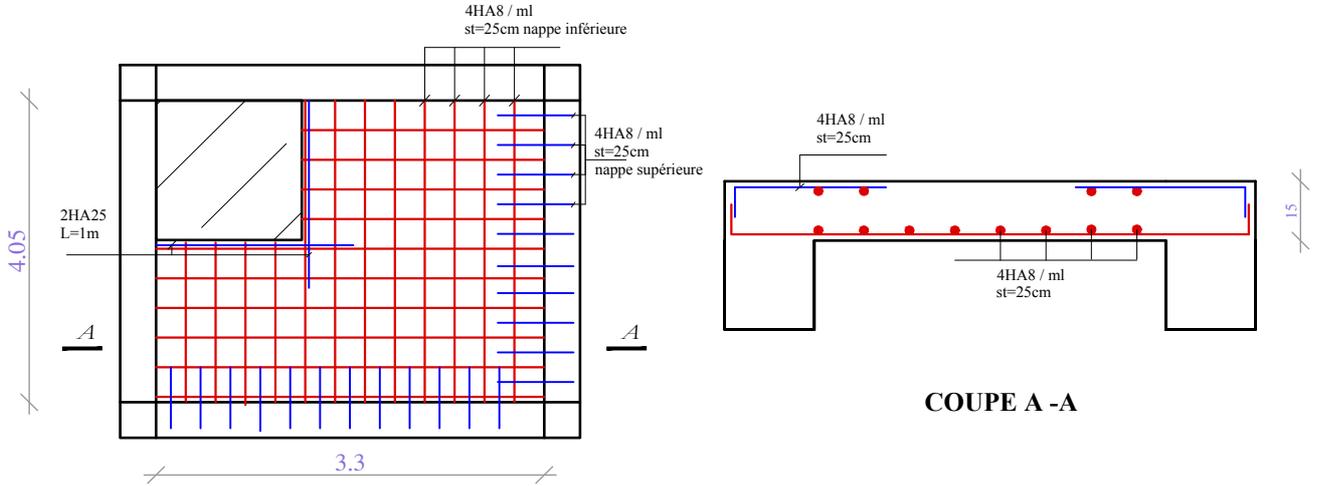
NIVEAU	<i>Coupe A-A</i>	<i>Coupe B-B</i>	<i>Coupe C-C</i>
<i>E.C</i> + <i>T.I</i>			
<i>RDC</i>			



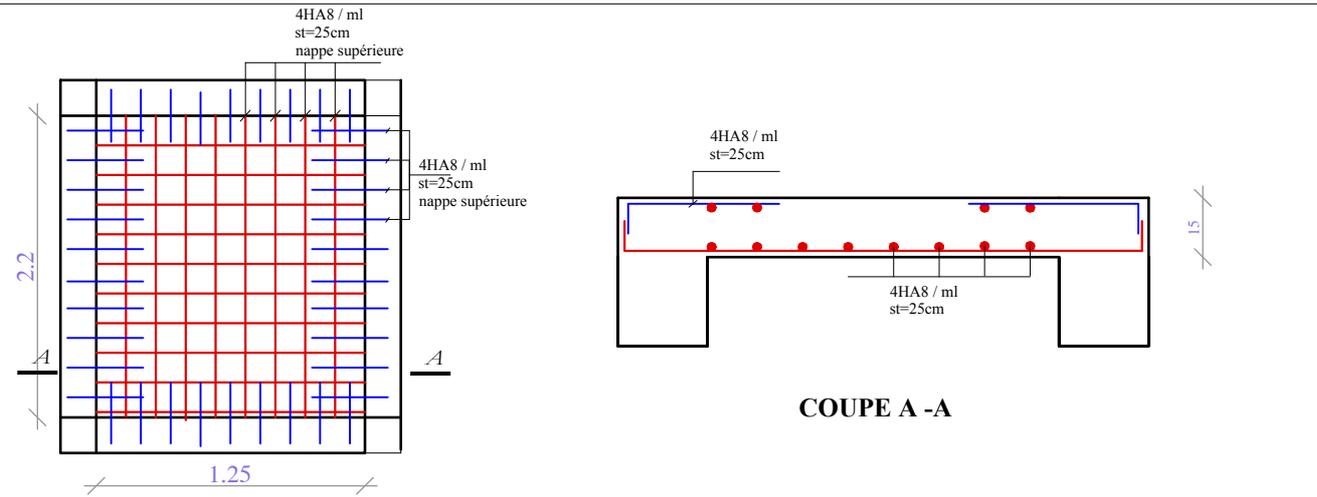
**FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION**

## DETAILS DE FERRAILLAGE DES DALLES PLEINES

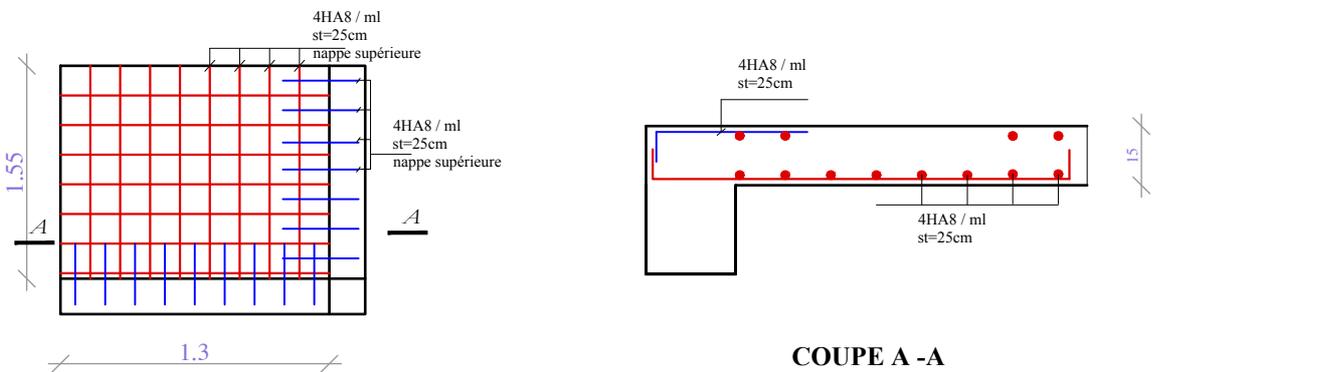
Dalle pleine 1

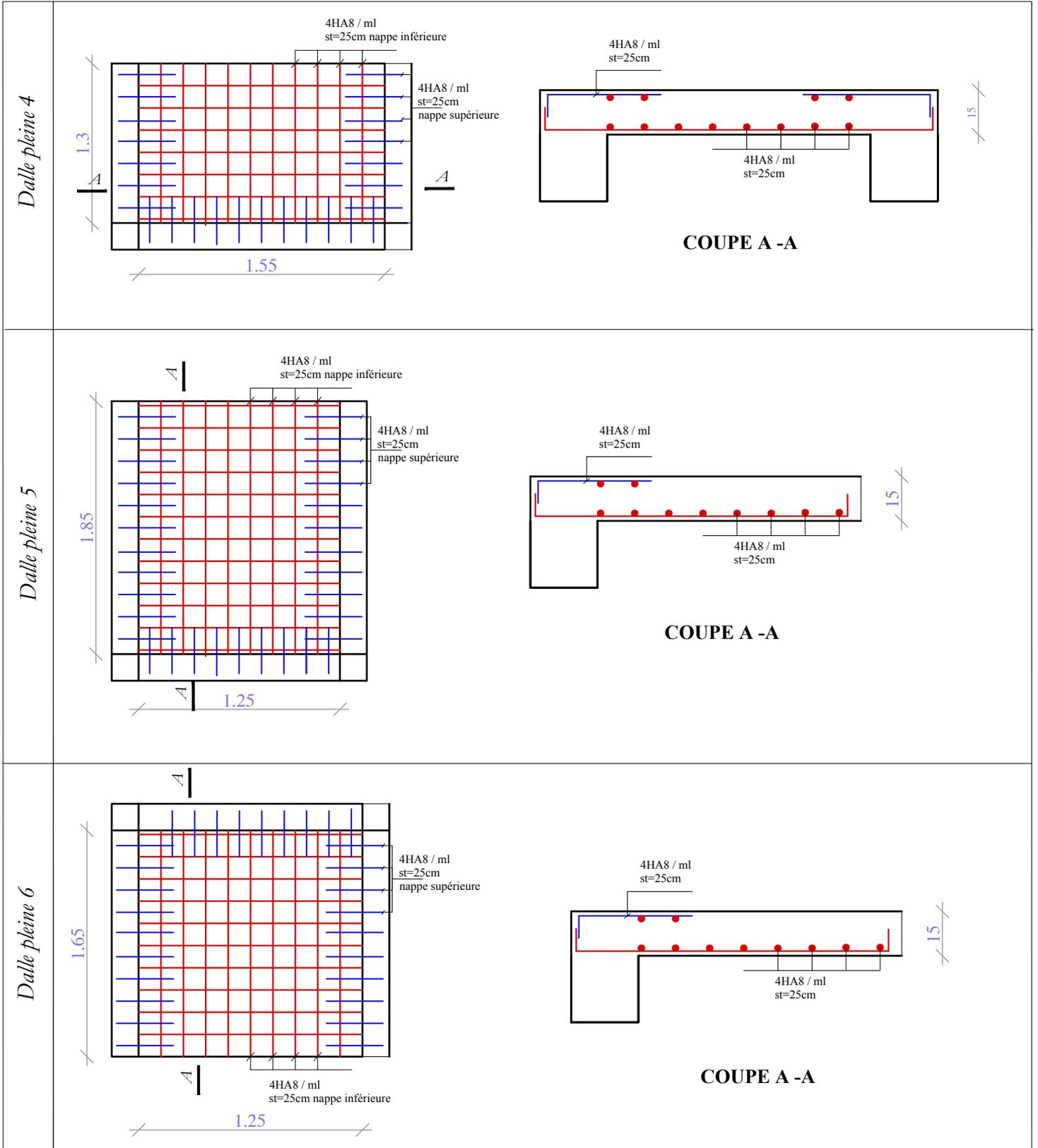


Dalle pleine 2

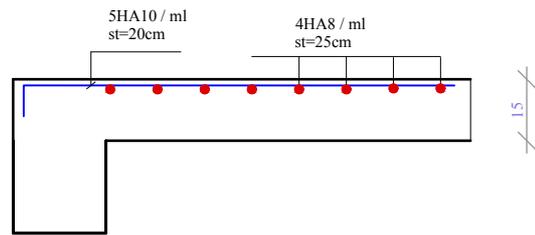
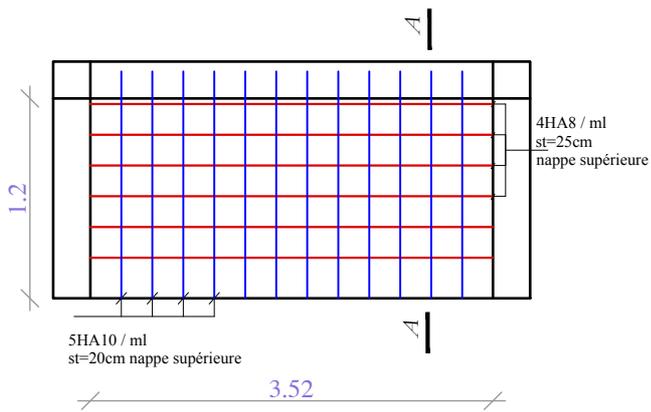


Dalle pleine 3



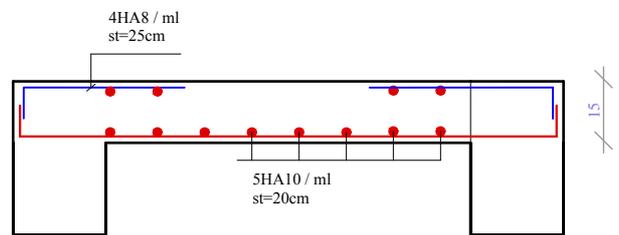
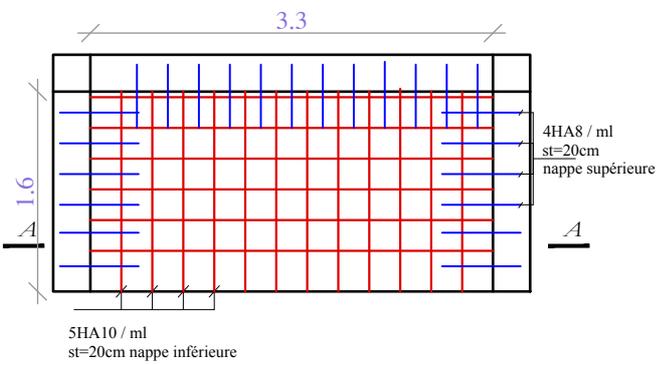


*Dalle pleine 7*



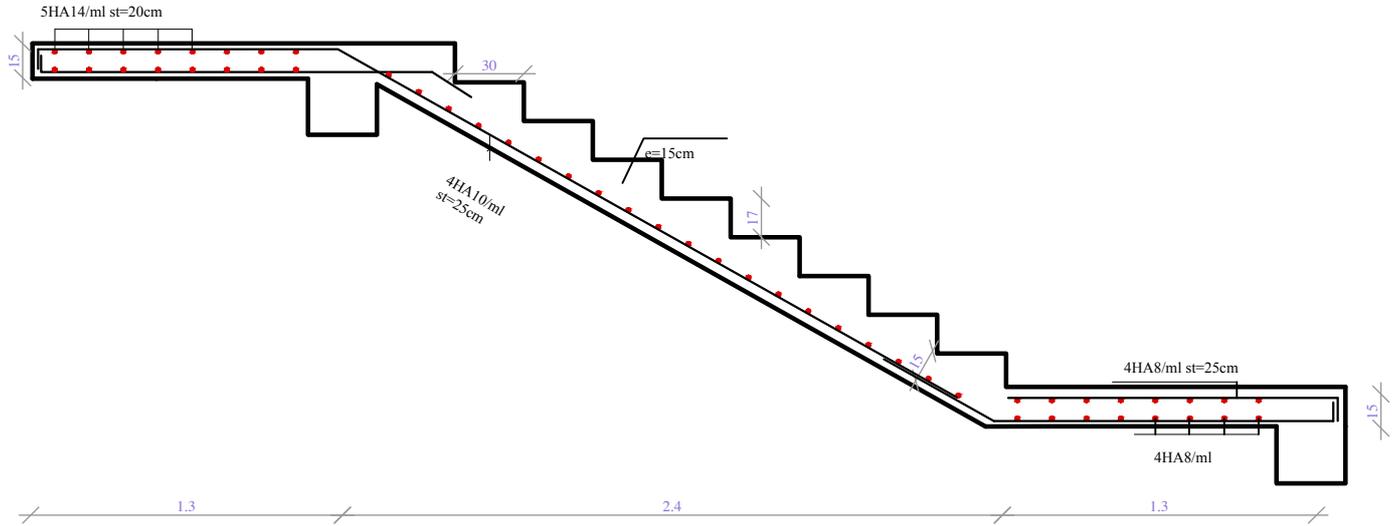
**COUPE A - A**

*Dalle pleine 8*

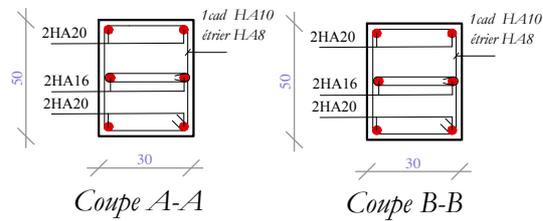
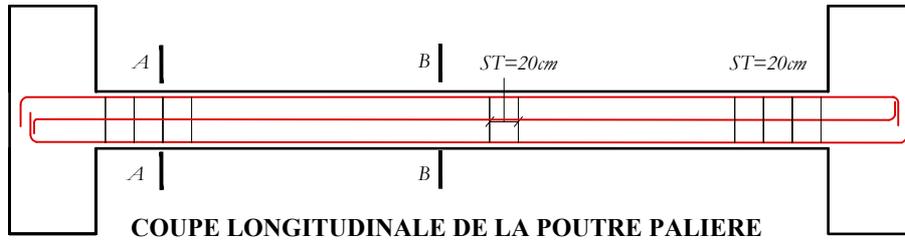


**COUPE A - A**

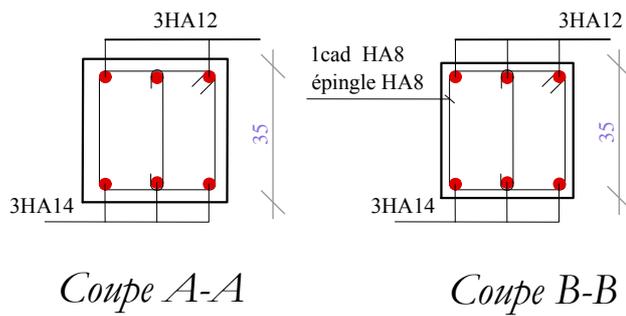
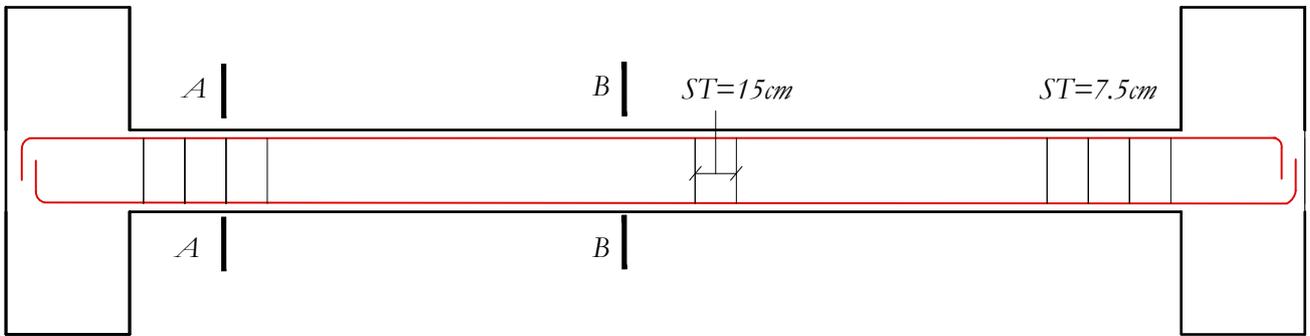
### DETAILS DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER



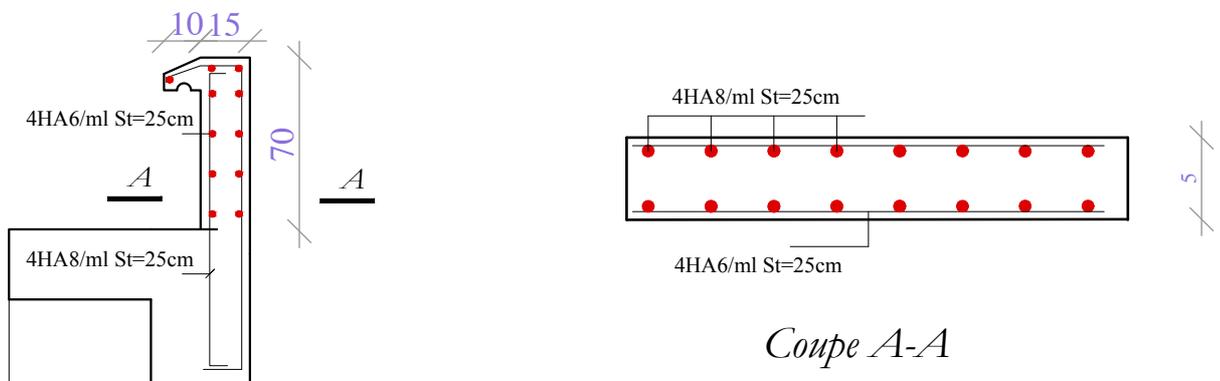
### DETAILS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



## DETAILS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE



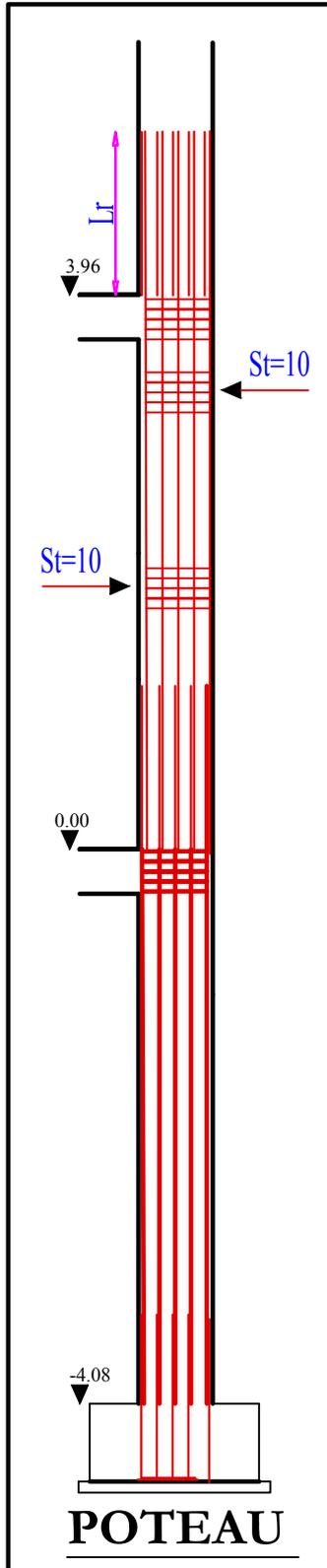
## DETAILS DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE





*ANNEXE 02*  
*PLAN DE FERRAILLAGE DES*  
*ELEMENST PRINCIPAUX*

DETAILS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

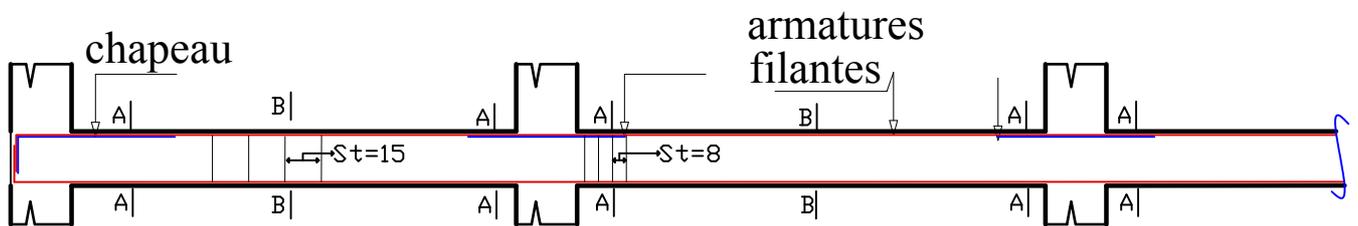


COUPE LONGITUDINALE DU POTEAU

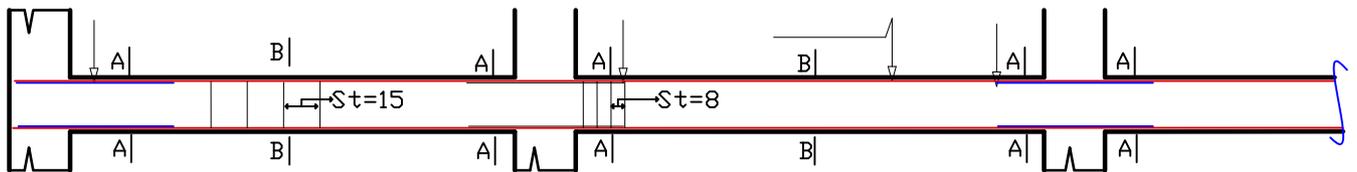
FERRAILLAGE DES POTEAUX

SOUS-SOL		1ère étage		3ème étage	
RDC		2ème étage		4ème étage	
5ème étage		7ème étage		9ème étage	
6ème étage		8ème étage		10ème étage	

## DETAILS DE FERRAILLAGE DES POUTRES



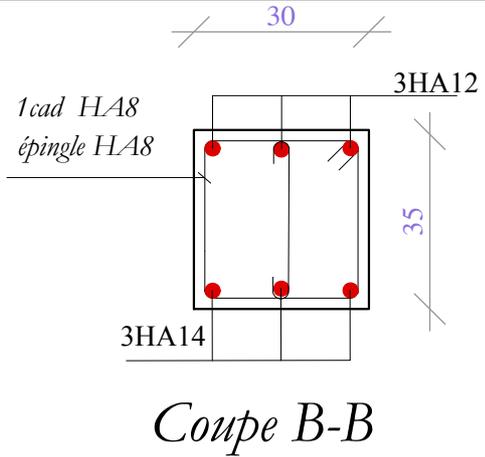
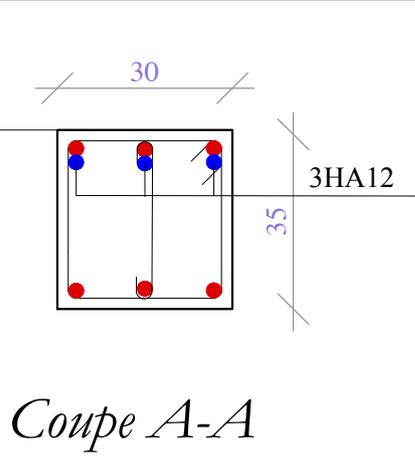
COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE PRINCIPALE (30\*35)



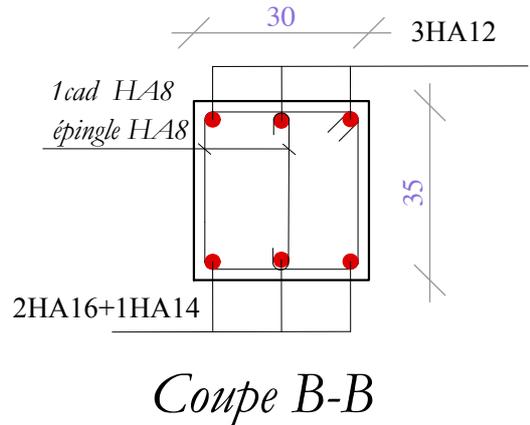
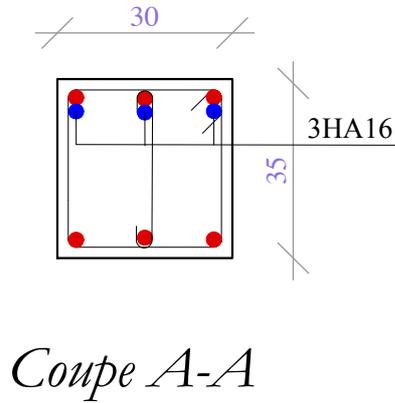
COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE SECONDAIRE (30\*30)

POUTRE PRINCIPALE

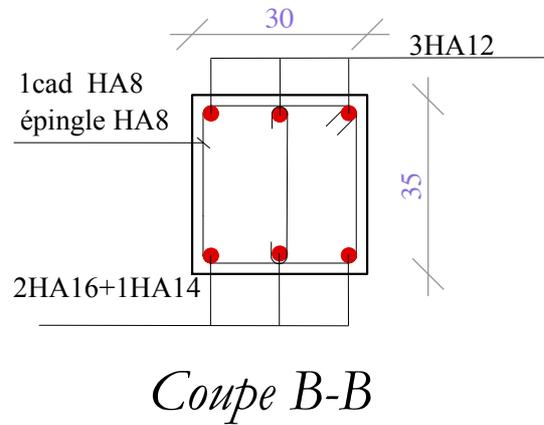
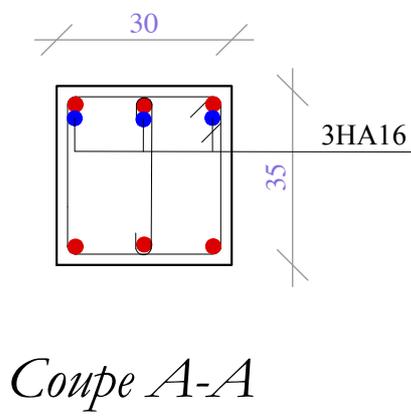
Rdc+1 étage



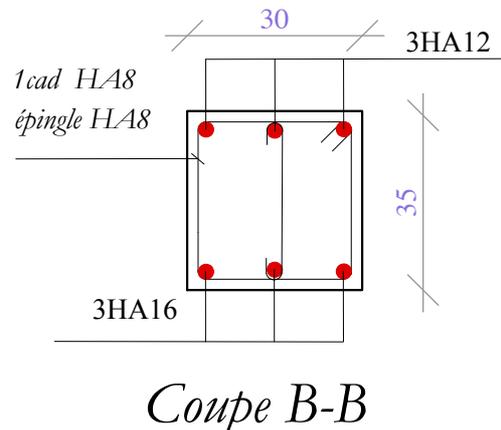
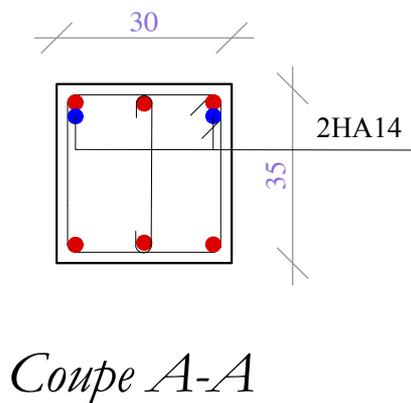
2+3 étage



Autres étages

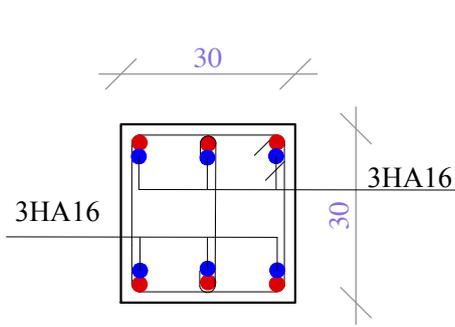


Terrasse INC

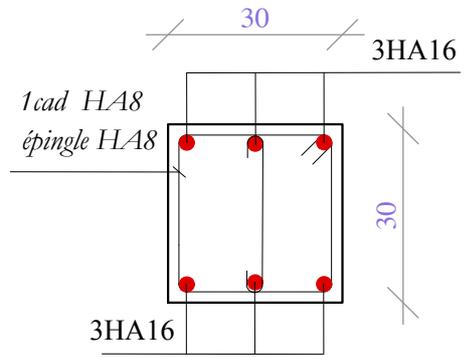


# POUTRES SECONDAIRES

Rdc+1 étage

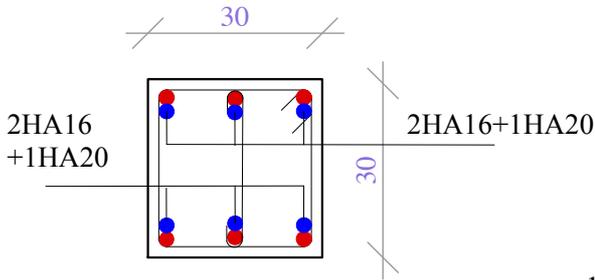


*Coupe A-A*

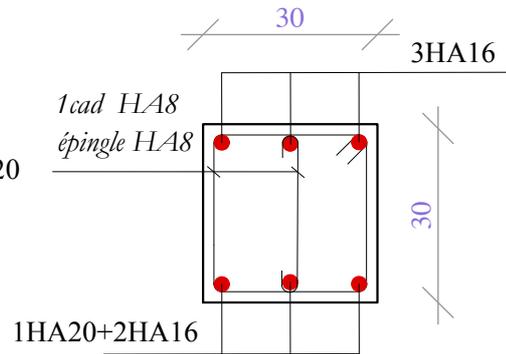


*Coupe B-B*

2+3 étage

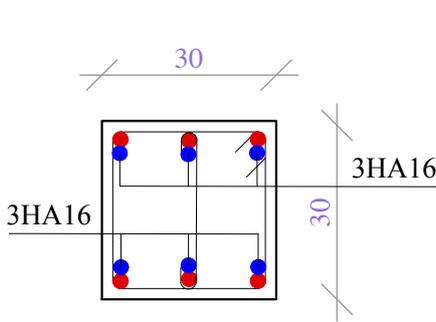


*Coupe A-A*

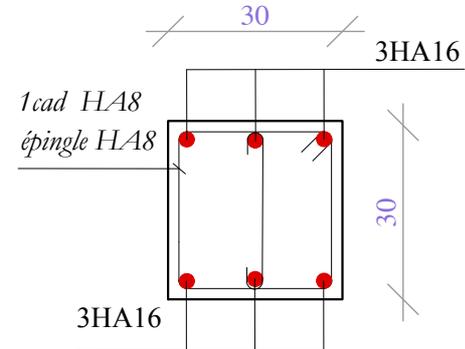


*Coupe B-B*

Autres étages

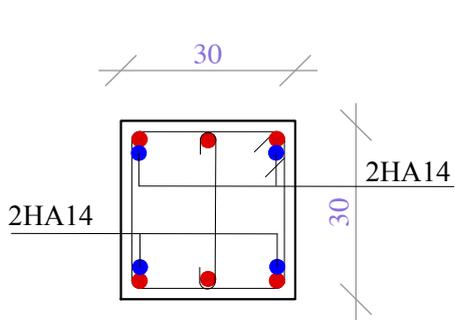


*Coupe A-A*

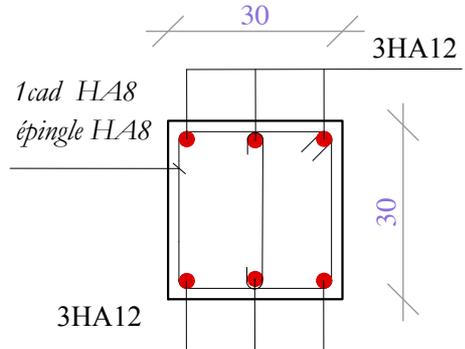


*Coupe B-B*

Terrasse INC



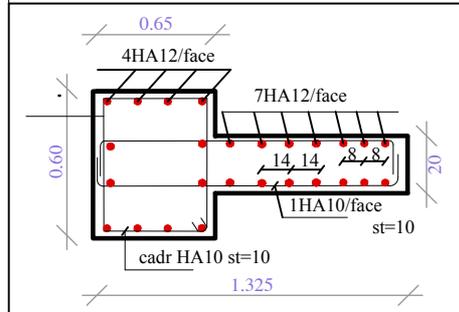
*Coupe A-A*



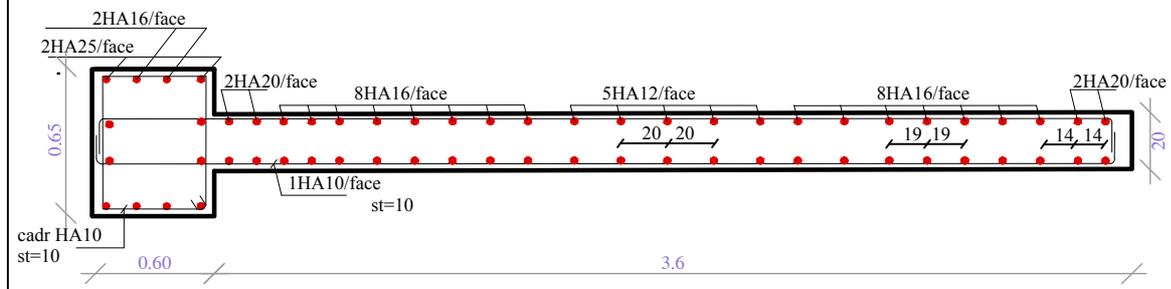
*Coupe B-B*

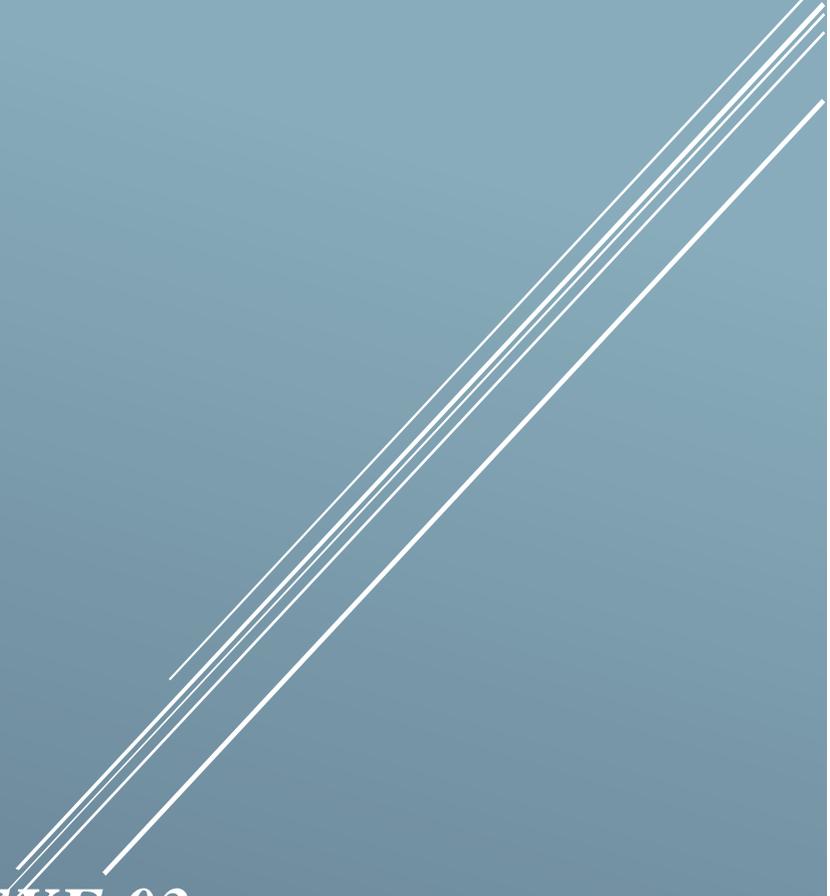
## DETAILS DE FERRAILLAGE DES VOILES

### FERRAILLAGE DE VOILE V<sub>x</sub>



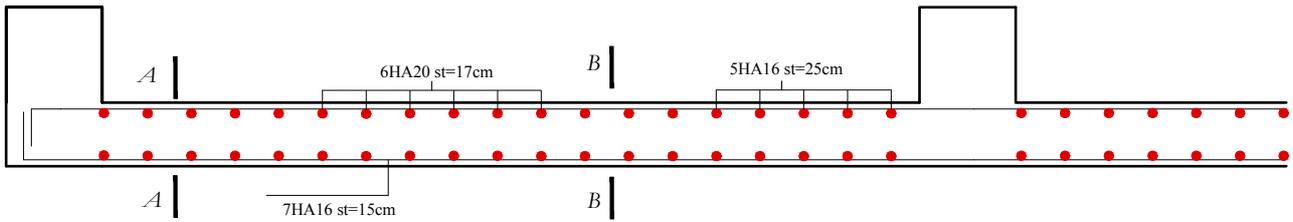
### FERRAILLAGE DE VOILE V<sub>y</sub>





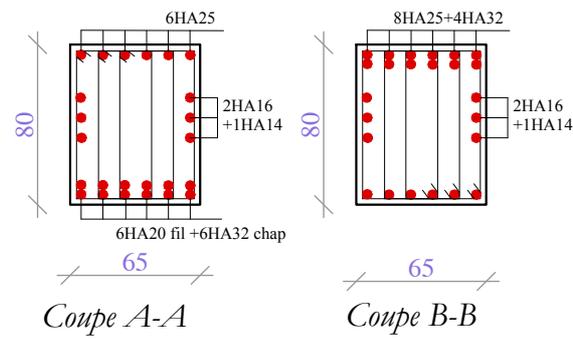
*ANNEXE 03*  
*PLAN DE FERRAILLAGE DE*  
*L'INFRASTRUCTURES*

## DETAILS DE FERRAILLAGE DU RADIER GE?ERALE

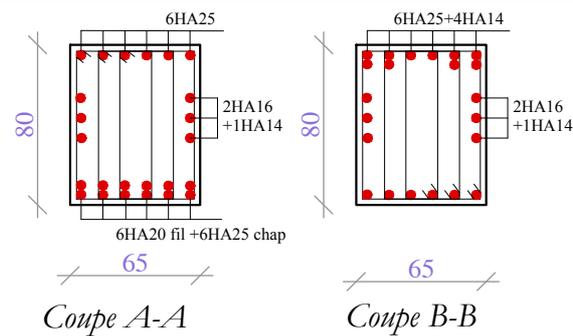


### COUPE LONGITUDINALE DU RADIER GENERAL

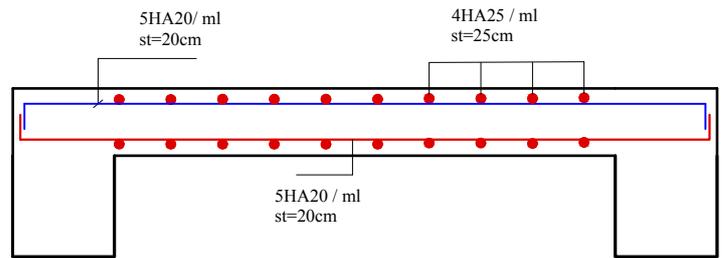
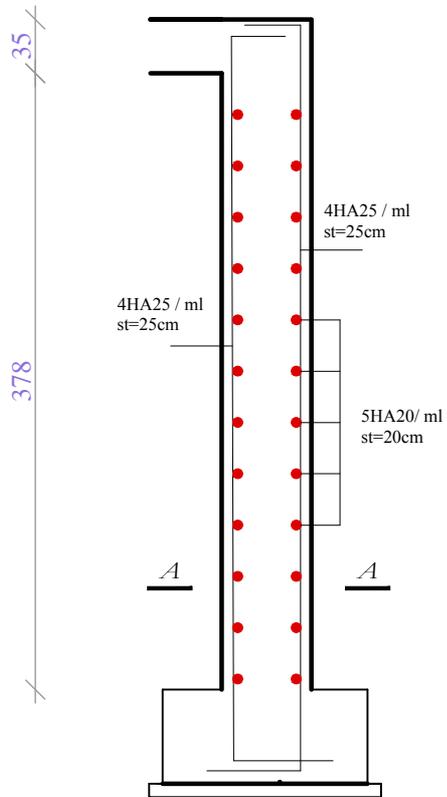
#### FERRAILLAGE DES NERVURES SENS X-X



#### FERRAILLAGE DES NERVURES SENS Y-Y



## DETAILS DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE



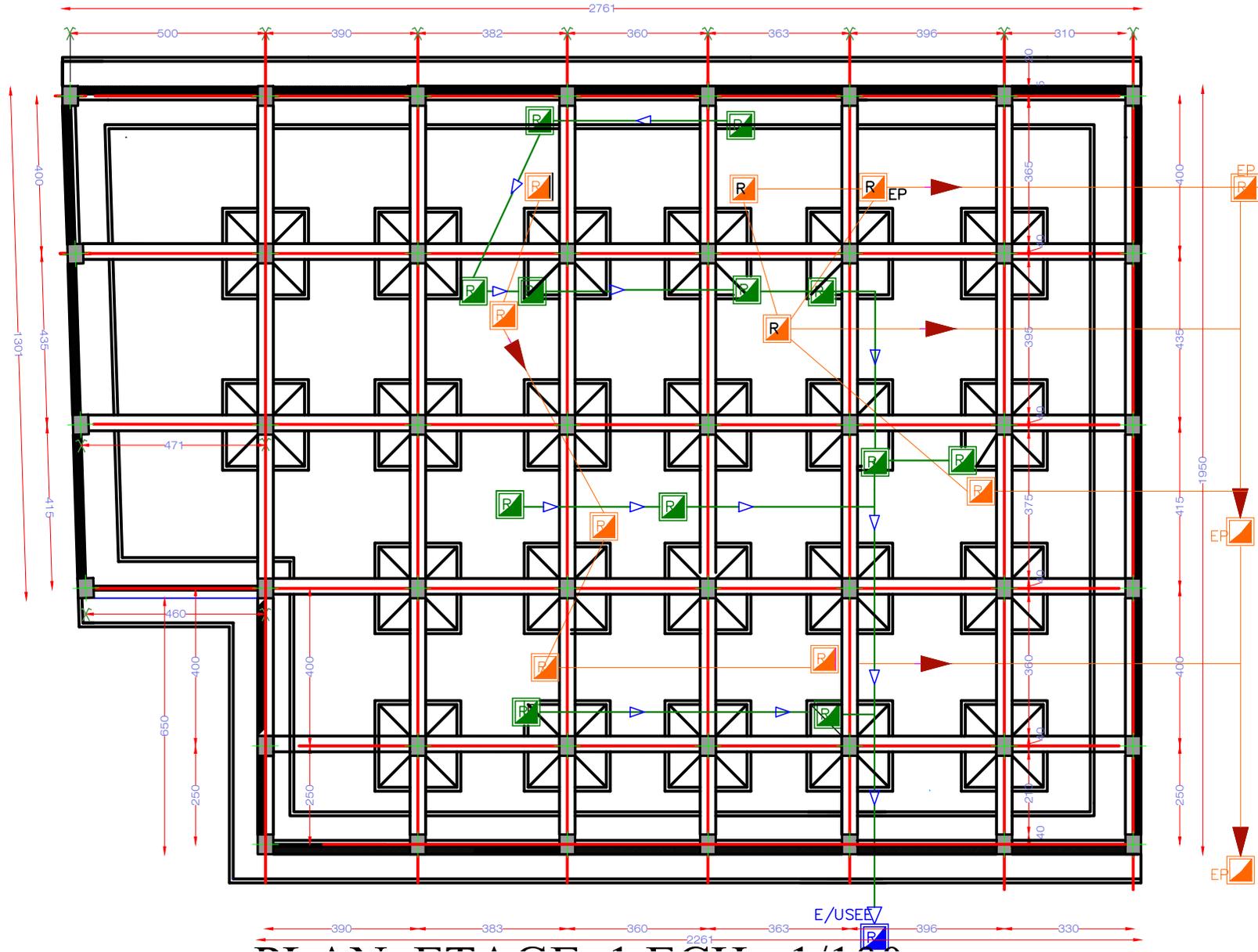
COUPE A -A



*ANNEXE 04*  
*PLAN ARCHITECTURAL*

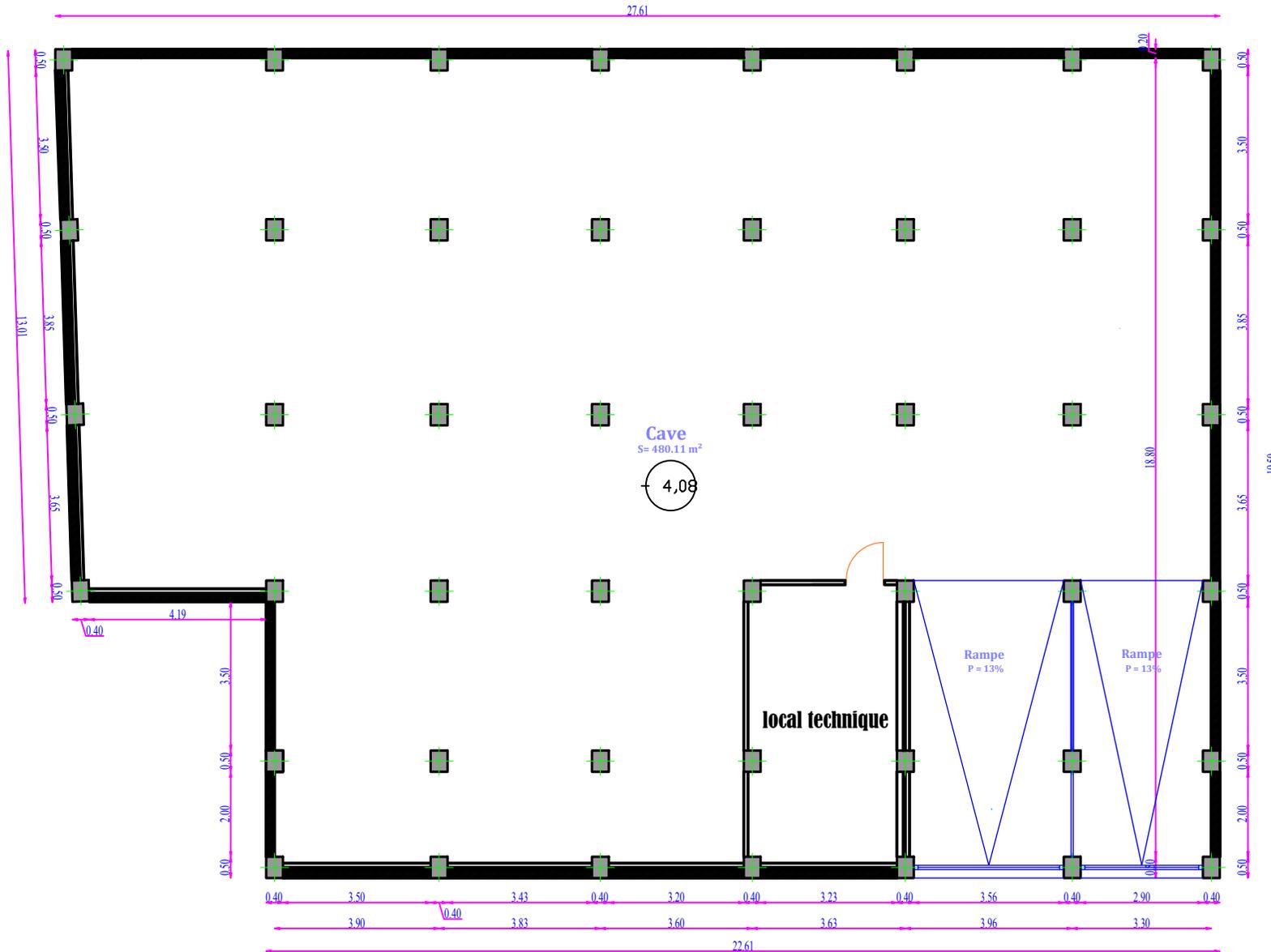
# PLAN DES FONDATIONS ECH : 1/100

EMPRISE AU SOL: 503.38M<sup>2</sup>



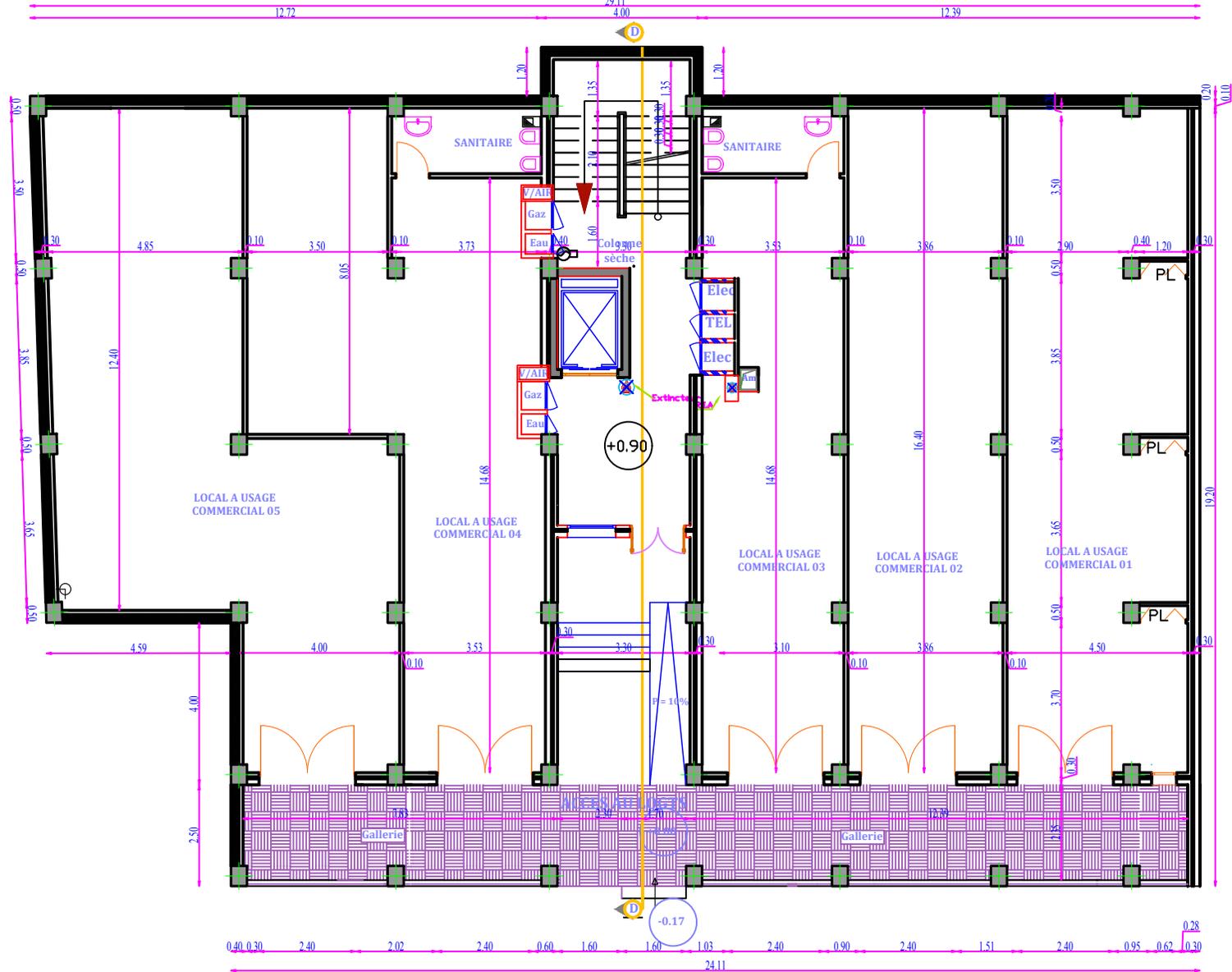
# PLAN SOUS SOL ECH : 1/100

SURFACE BATIE : 503.38 M<sup>2</sup>



# PLAN RDC ECH : 1/100

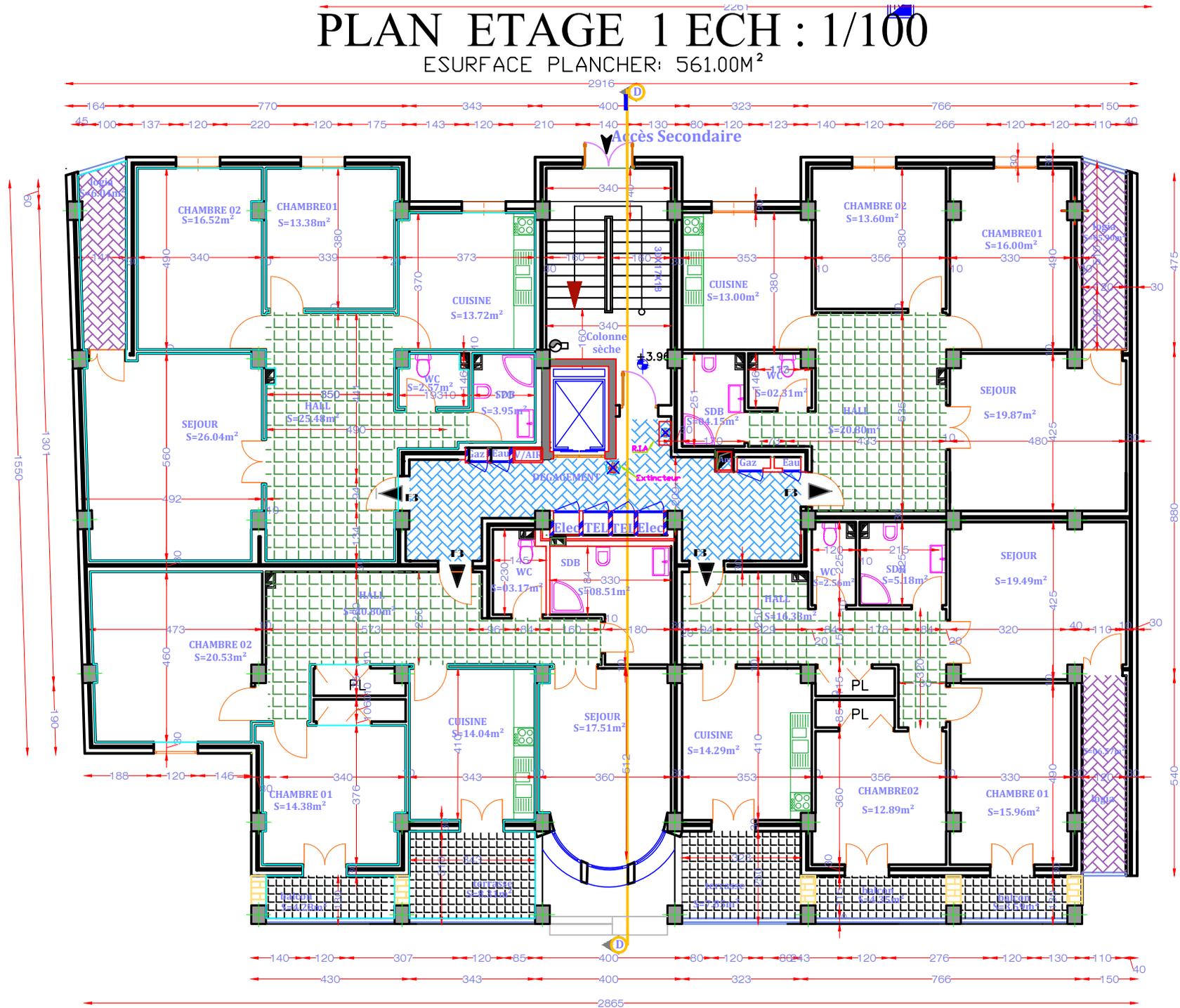
SURFACE BATIE: 537.43M<sup>2</sup>



PLAN ETAGE 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

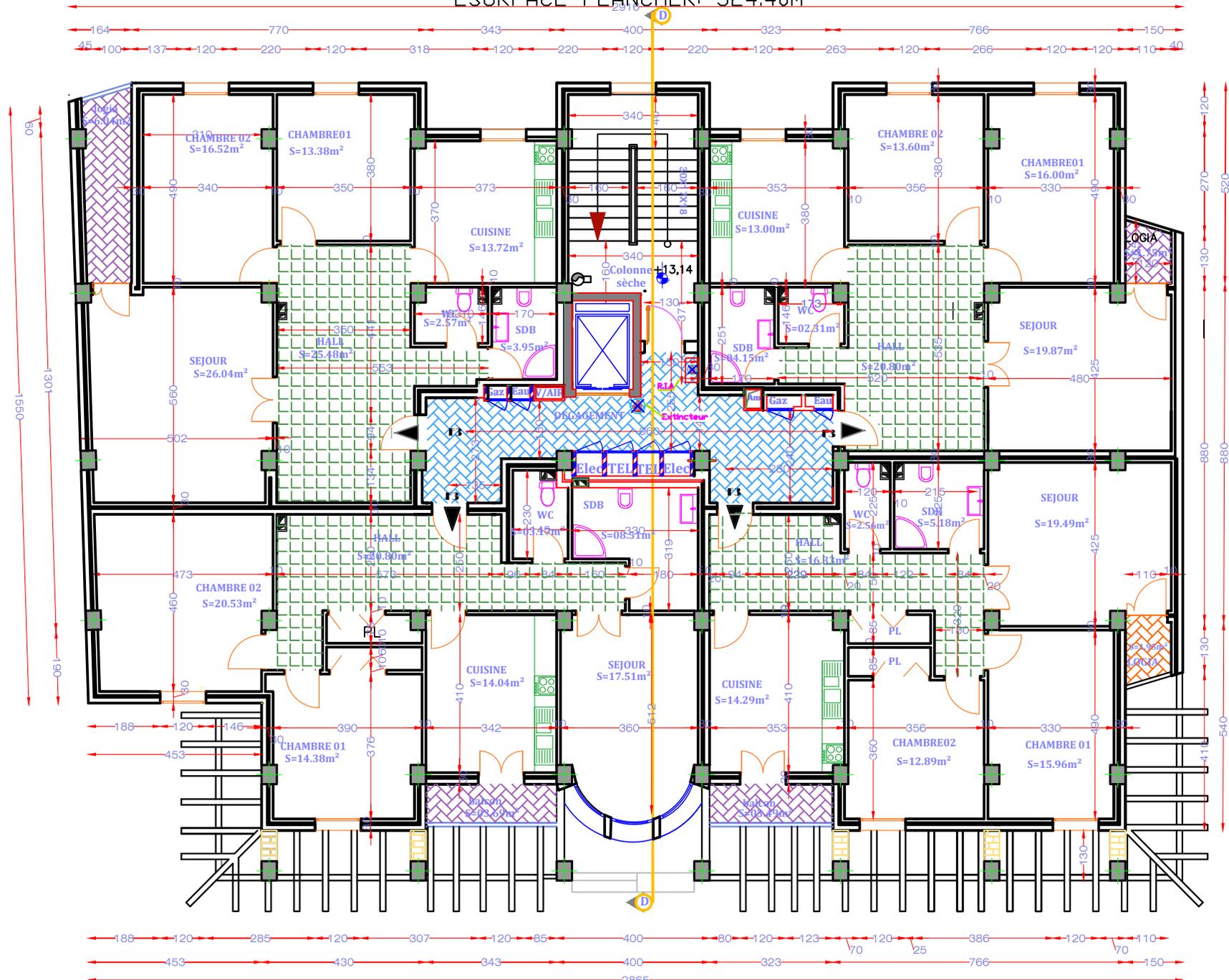
# PLAN ETAGE 1 ECH : 1/100

ESURFACE PLANCHER: 561.00m<sup>2</sup>



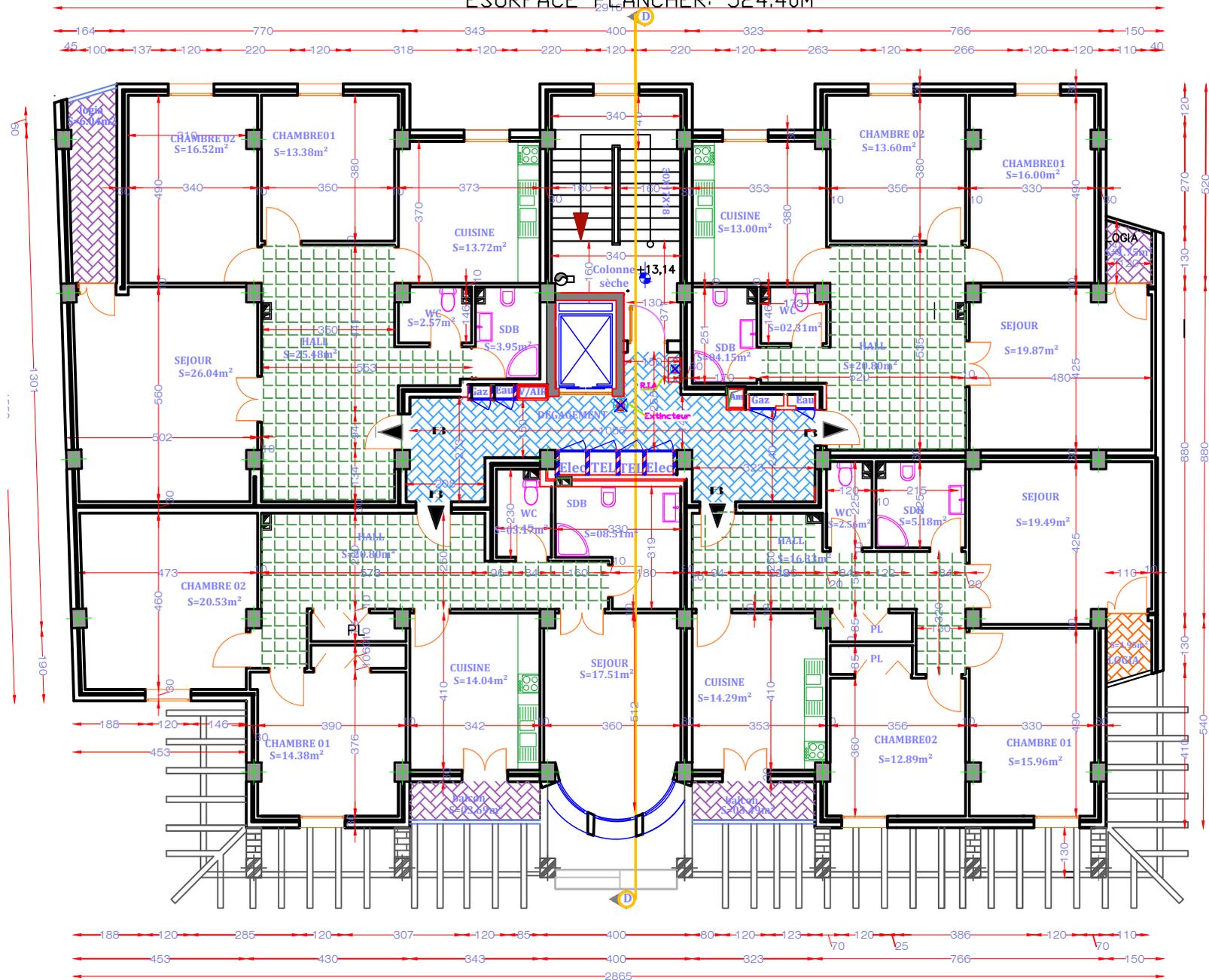
# PLAN ETAGE 2 ECH : 1/100

ESURFACE PLANCHER: 524.40m<sup>2</sup>



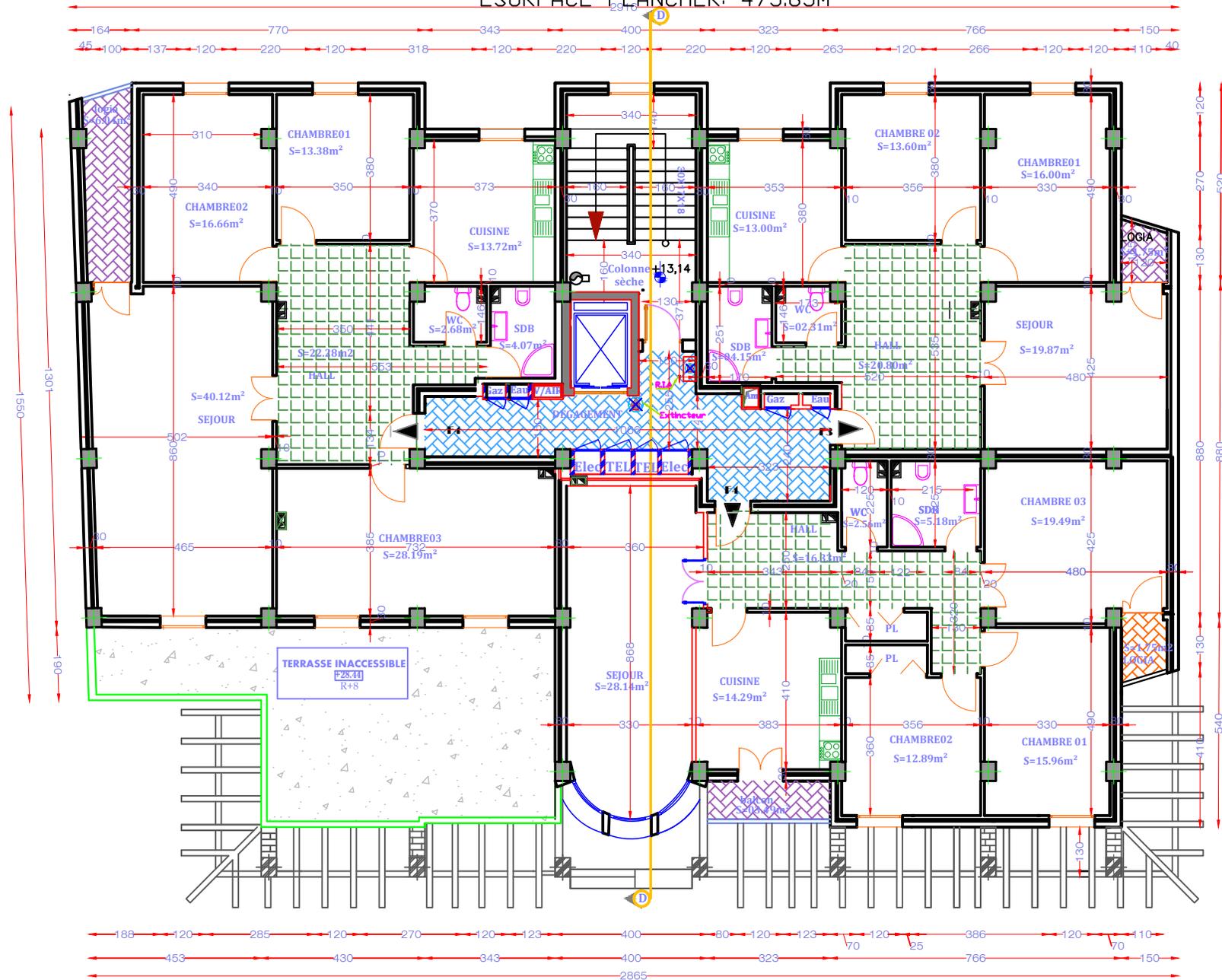
# PLAN ETAGE 3. 4. 5 .6. 7. 8 ECH : 1/100

ESURFACE PLANCHER: 524.40M<sup>2</sup>



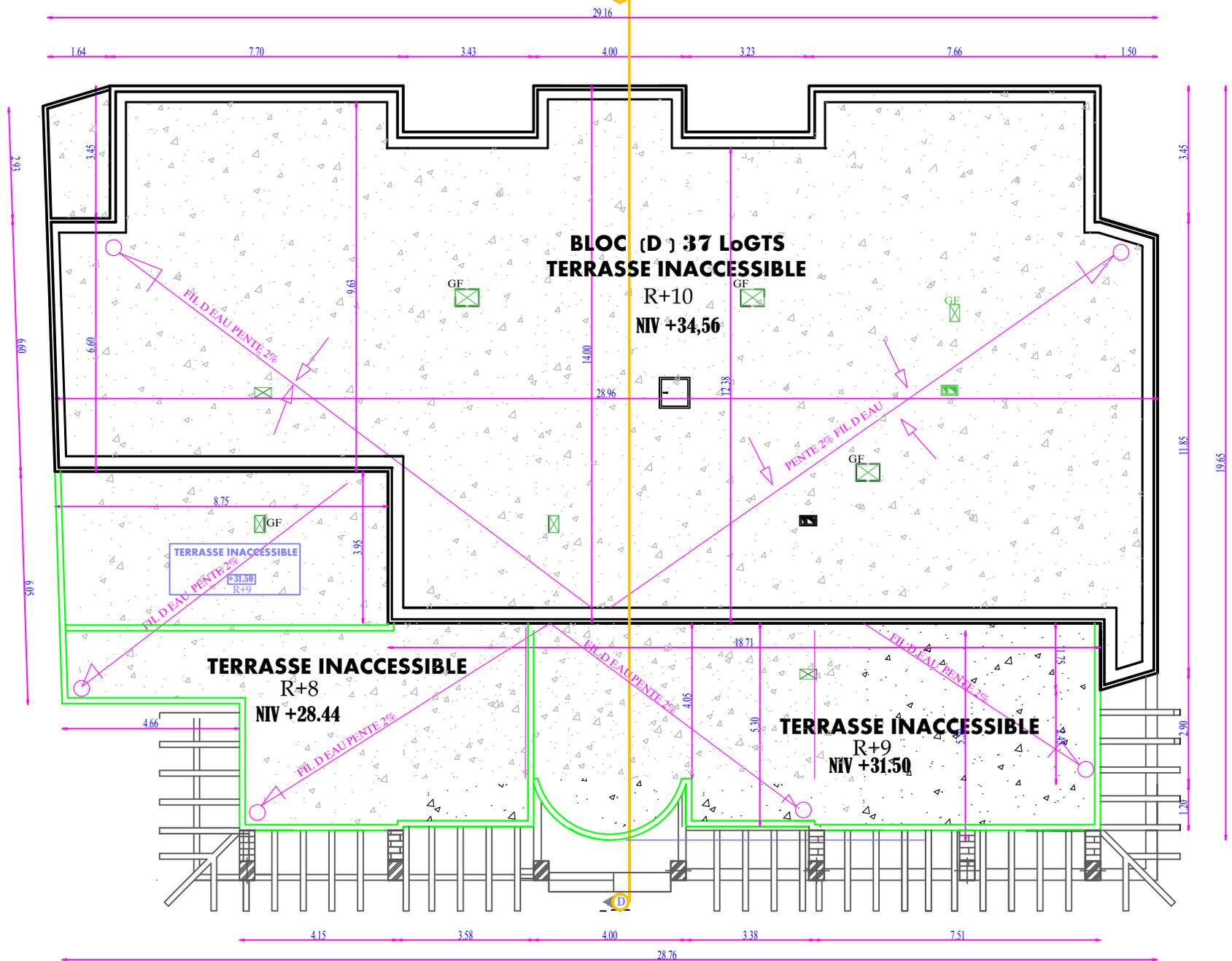
# PLAN ETAGE 9 ECH : 1/100

ESURFACE PLANCHER: 475.65M<sup>2</sup>



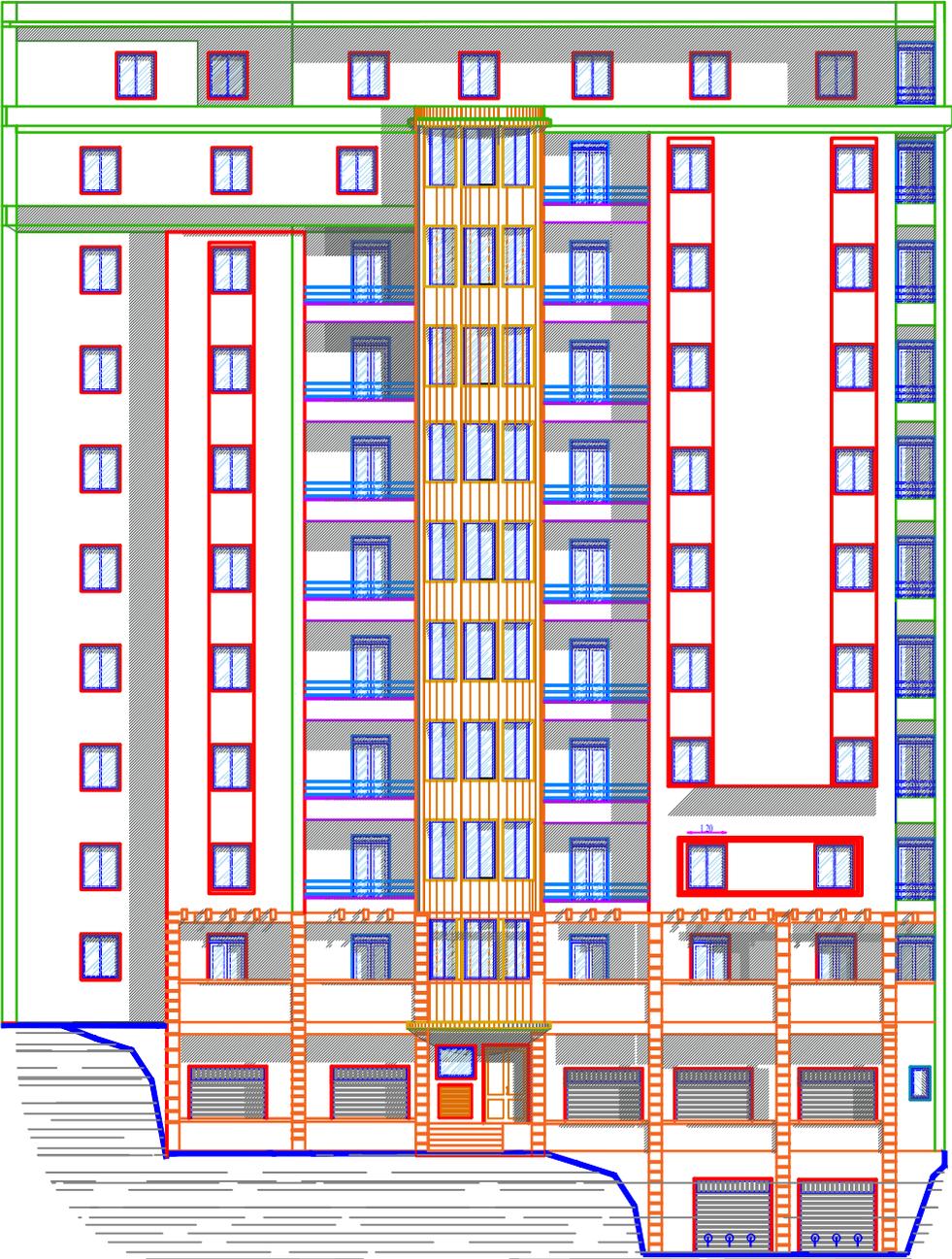


# PLAN TOITURE ECH : 1/100





FACADE PRINCIPALE ECH : 1/100



## VIII CONCLUSION ET RECOMONDATION :

D'après les essais géotechniques réalisés nous pouvons conclure que le terrain en question est caractérisé par des argiles Limoneuses en surface ainsi que des argiles marneuse en profondeur ; pour cela nous vous recommandons ce qui suit :

- Les essais pénétrométriques effectués sur le site ont montré que la résistance à la pénétration dynamique est moyenne à forte. Elle augmente avec la profondeur pour atteindre les refus à des profondeurs comprises entre 3,00 et 3.40 mètres. Ces refus sont dus à la présence cailloux et des pierres
- Les résultats de laboratoire montrent que :
- le sol est peu plastique, sa granulométrie étalée présentée dans l'ensemble par la fraction fine, Et une agressivité nulle vis-à-vis du béton de fondation d'où l'utilisation d'un ciment spécial n'est pas recommandée.
- Le sol analysé est moyennement à assez fortement compressible, et peu gonflant.
- Les caractéristiques de cisaillement du sol sont bonnes
- Le mode de fondation qui peut être dégagé compte tenu du type d'ouvrage projeté et de la nature du sol rencontrés et leurs caractéristiques géotechnique, est à notre avis des fondations superficielles de type filante ou un radier général où la contrainte de sol est estimé à 1.78 bars encre à partir de 1.60 m de profondeur.
- Les fondations de même voile devront être ancrées dans la même formation, soit dans la couche d'argile limoneuse. Au cas où cette condition ne sera pas possible, il faut prévoir un joint de rupture, et ce, pour éviter le tassement différentiel.
- Le site est situé sur un terrain légèrement incliné, d'où il y a lieu d'assurer un bon drainage.
- Eviter les travaux de terrassement en période de pluies.
- Un pompage d'eau doit être permanent lors des travaux d'infrastructure.
- Selon les recommandations du CGS. La région de Bejala est classée en zone de moyenne sismicité IIa. Il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

L'Ingénieur Chargé d'Etude  
A.SAIDI



Le responsable du laboratoire



Les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction du rapport  $\rho_x = l_x / l_y$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ , pour des dalles rectangulaires librement appuyées sur son pourtour

$\rho =$ $\frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$		$\rho =$ $\frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0855	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
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	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.