

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

## Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

### Thème

Etude d'un bâtiment R+11+ sous-sol à usage habitation et  
commercial en BA contreventé par un système mixte

(Voiles – Portiques)

Présenté par :

M<sup>lle</sup> MOUHOUBI Sonia

M' OUATAH Walid

Encadré par :

M<sup>me</sup> W. SEGHIR

Membres de jury :

M<sup>me</sup> CHIKH AMER

M<sup>me</sup> SEKOUR



# REMERCIEMENT

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*En premier lieu Allah pour nous avoir donné la force et la patience pour effectuer le présent travail.*

*A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*Aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre modeste travail.*

*A Madame W.SEGHIR , notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*A tous nos enseignants durant tous notre cursus.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

# *Dédicaces*

Je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donné la force et la patience pour effectuer ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

**A ma chère mère,**

**A mon cher père,**

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

**A mon petit frère, Zizou**

**A mes chères sœurs, Bananou et Wiwi**

**A ma chère cousine, Soussou**

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies tout au long de mon parcours.

**A ma grande mère, à Qui je souhaite une longue vie**

**A tous les membres de familles**

**A mon binôme Walid**

**A tous ceux qui m'aiment**

**A toutes les personnes qui n'ont pas pu assister à ma soutenance à cause de la COVID-19**

*Sonia*

# *Dédicaces*

**Je remercie dieu tout puissant d'avoir pu achever ce modeste travail  
que je **dédie** :**

**A mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes  
sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement  
contenu, leur aide, en témoignage de leur profond amour et respect  
pour leurs grands sacrifices.**

**A mes chers frères : Ferhat et Hilal et pour ma seule et unique sœur  
Hania, et à leurs enfants qui ont sources de joie et de bonheur.**

**A ma fiancée Meriem qui m'a soutenu durant les meilleurs moments  
ainsi que les moments difficiles, puisse le bon dieu nous procure santé  
et longue vie.**

**A ma binôme Sonia**

**A tous mes amis, exceptionnellement Lyes mon frère que la vie m'a  
offert**

**Walid OUATAH**

# Table des matières

## INTRODUCTION GENERALE

### Chapitre 1 : Généralités

1. Introduction.....	2
2. Présentation de l'ouvrage .....	2
3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage .....	2
4. Etats limites de calculs.....	2
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
6. Actions et sollicitation .....	6
7. Les règlements et normes utilisés .....	6

### Chapitre 2 : Pré dimensionnement

1. Introduction.....	6
2. Eléments secondaires.....	6
2.1. Planchers.....	6
2.1.a. Plancher à corps creux.....	6
2.1.b. Plancher en dalles pleines .....	7
2.2. Escalier.....	8
2.3. L'acrotère.....	10
3. Eléments principaux.....	10
3.1. Les poutres.....	10
3.2. Les voiles.....	11
3.3. Les poteaux .....	12
4. Evaluation des charges et surcharges.....	12
4.a. Charges permanentes .....	12
4.a.1. Plancher étage courant .....	12
4.a.2. Plancher dalle pleine et balcons. ....	13
4.a.3. Plancher terrasse inaccessibles.....	13
4.a.4. Murs intérieurs et extérieurs.....	14
4.a.5. Paliers des escaliers.....	14
4.a.6. Volées .....	15
4.b. Charges d'exploitations.....	16
5. Descente de charge.....	16
Conclusion.....	21

## CHAPITRE 3 : Calcul des éléments secondaires

1. Introduction .....	22
2. Calcul des plancher .....	22
2.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	22
2.2. Calcul des charges revenants aux poutrelles .....	24
2.3. Ferrailage des poutrelles.....	27
3. Etude des dalles pleines.....	33
4. Etude des escaliers.....	38
4.1 Escalier à quatre volées .....	38
Etude de la poutre brisée.....	41
4.2. Escalier à deux volées.....	44
5. Etude de l'ascenseur.....	44
5.1. Caractéristiques de l'ascenseur.....	46
5.2. Etude de la dalle d'ascenseur .....	46
6. Etude de l'acrotère .....	49

## CHAPITRE 4 : Etude dynamique

1. Introduction.....	54
2. Méthodes de calcul .....	54
2.a. Méthode statique équivalente.....	54
2.b. Méthode d'analyse dynamique.....	57
3. Modélisation.....	59
4. Disposition des voiles adoptées.....	59
5. Justification des prescriptions du RPA99/version2003.....	61
5.1. Vérification de la résultante de la force sismique.....	61
5.2. Période de vibration et participation massique.....	61
5.3. Vérification de l'interaction voile portique.....	62
5.4. Vérification des déplacements .....	63
5.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	65
5.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	66
6. Conclusion .....	67

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

1. Introduction.....	68
2. Etude des poteaux.....	68
2.1. Recommandations.....	68
2.2. Sollicitation de calcul.....	69
2.3. Ferrailage.....	70
2.4. Vérification.....	73
2.5. Dispositions constructives.....	76
2.6. Schémas de ferrailage.....	77
3. Etude de poutres.....	77
3.1. Recommandations.....	75
3.2. Sollicitation de calcul.....	78
3.3. Vérifications à l'ELU.....	80
3.4. Vérifications à l'ELS.....	81
3.5. Vérifications des zones nodales.....	82
3.6. Schémas de ferrailage.....	85
4. Etudes des voiles.....	88
4.1. Recommandations.....	89
4.2. Ferrailage.....	90

## CHAPITRE 6 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction.....	94
2. Combinaisons de calcul.....	94
3. Reconnaissance du sol.....	94
4. Radier général.....	94
4.1. Pré dimensionnement.....	95
4.2. Vérifications nécessaires.....	95
4.3. Ferrailage du radier général.....	97
4.4. Ferrailage du débord.....	99
5. Les nervures.....	100
5.1. La nervure sens x-x.....	102



5.2. La nervure sens y-y.....	104
6. Etude du voile périphérique.....	109
6.1. Dimensionnement du voile.....	109
6.2 Ferrailage du voile périphérique.....	109

## **CONCLUSION GENERALE**

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXES**

## **PLANS D'ARCHITECTURES**

## Liste des tableaux

### CHAPITRE 1

<b>Tableau.1.1.</b> Coefficients de sécurité utilisés pour le béton et l'acier .....	3
<b>Tableau.1.2.</b> Caractéristiques mécaniques du béton .....	4
<b>Tableau 1.3</b> La limite d'élasticité des différents types d'aciers.....	5
<b>Tableau 1.4</b> Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	5

### CHAPITRE 2

<b>Tableau2.1.</b> Dimensions des dalles pleines.....	8
<b>Tableau2.2.</b> Les différentes dimensions des voiles.....	12
<b>Tableau2.3.</b> Sections des poteaux préalables.....	12
<b>Tableau2.4.</b> Evaluation des charges des planchers corps creux.....	12
<b>Tableau2.5.</b> Evaluation des charges des planchers dalles pleines $e=12\text{cm}$ .....	13
<b>Tableau2.6.</b> Evaluation des charges des planchers dalles pleines $e=15\text{cm}$ .....	13
<b>Tableau2.7.</b> Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	13
<b>Tableau2.8.</b> Evaluation des charges sur les murs intérieurs .....	14
<b>Tableau2.9.</b> Evaluation des charges sur les murs extérieurs .....	14
<b>Tableau2.10.</b> Evaluation des charges des paliers .....	14
<b>Tableau2.11.</b> Evaluation des charges des volées.....	15
<b>Tableau2.12.</b> Charges d'exploitations des différents éléments.....	16
<b>Tableau 2.13.</b> La descente de charge dans le poteau F2.....	17
<b>Tableau2.14.</b> Vérification des poteaux à la compression.....	19
<b>Tableau2.15.</b> Vérification des poteaux au flambement .....	21
<b>Tableau2.16.</b> Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau.....	21
<b>Tableau2.17.</b> Dimensions des différentes sections adoptées.....	21

### CHAPITRE 3

<b>Tableau 3.1.</b> Types de poutrelles.....	23
<b>Tableau 3.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	24
<b>Tableau 3.3.</b> Charges revenant aux poutrelles.....	24
<b>Tableau 3.4.</b> Vérification des contraintes.....	29
<b>Tableau 3.5.</b> Vérification de la flèche.....	31
<b>Tableau3.6.</b> Vérification de la flèche.....	31
<b>Tableau3.7.</b> Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	32
<b>Tableau3.8.</b> Schémas de ferrailage de la poutrelle $L =4.45\text{m}$ .....	33

<b>Tableau3.9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS du panneau D1.....	35
<b>Tableau3.10.</b> Calcul des sollicitations des différents panneaux de dalle $\rho \geq 0,4$ .....	36
<b>Tableau 3.11.</b> Calcul des sollicitations des panneaux de dalles $\rho \leq 0,4$ .....	36
<b>Tableau 3.12.</b> Calcul de ferrailage des dalles $\rho \geq 0,4$ .....	36
<b>Tableau 3.13.</b> Calcul de ferrailage des dalles $\rho \leq 0,4$ .....	36
<b>Tableau 3.14.</b> Vérification de l'effort tranchant des dalles .....	37
<b>Tableau3.15.</b> Vérification des contraintes à l'ELS des dalles .....	37
<b>Tableau 3.16.</b> Les sollicitations maximales dans la volée.....	38
<b>Tableau 3.17.</b> Calcul du ferrailage d'escalier.....	38
<b>Tableau3.18.</b> Vérification des contraintes.....	39
<b>Tableau3.19.</b> Calcul de ferrailage de la volée 8.....	40
<b>Tableau3.20.</b> Vérification à l'ELS.....	40
<b>Tableau3.21.</b> Calcul de ferrailage de la poutre brisée.....	42
<b>Tableau3.22.</b> Choix du ferrailage pour la poutre brisée.....	43
<b>Tableau3.23.</b> Vérification à l'ELS.....	43
<b>Tableau 3.24.</b> Les sollicitations dans la dalle console.....	44
<b>Tableau 3.25.</b> Calcul de ferrailage de la dalle console.....	44
<b>Tableau 3.26.</b> Les sollicitations maximales dans la volée1 et 2 .....	45
<b>Tableau.3.27.</b> Calcul du ferrailage de l'escalier à 2 volées .....	45
<b>Tableau3.28.</b> Vérification des contraintes.....	46
<b>Tableau3.29.</b> Calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	48
<b>Tableau3.30.</b> Vérification des contraintes à l'ELS .....	49
<b>Tableau3.31.</b> Charges et surcharges de l'acrotère .....	50
<b>Tableau3.32.</b> Combinaisons d'actions de l'acrotère .....	50

## CHAPITRE 4

<b>Tableau 4.1 :</b> valeurs des pénalités $P_q$ .....	55
<b>Tableau 4.2.</b> Vérification de la résultante de la force sismique.....	61
<b>Tableau 4.3.</b> Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	62
<b>Tableau 4.4.</b> Interaction sous charges verticales (ELS).....	62
<b>Tableau 4.5.</b> Interaction sous charges horizontales.....	63
<b>Tableau 4.6.</b> Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).....	64
<b>Tableau 4.7.</b> Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).....	64
<b>Tableau 4.8.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ (sens x-x).....	65
<b>Tableau 4.9.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ (sens y-y).....	66

<b>Tableau 4.10.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	67
<b>Tableau 4.11.</b> Dimensions finales des éléments structuraux.....	67

## CHAPITRE 5

<b>Tableau 5.1.</b> Les sollicitations dans les poteaux.....	70
<b>Tableau 5.2.</b> Armatures longitudinales dans les poteaux. ....	72
<b>Tableau 5.3.</b> Armatures transversales dans les poteaux.....	73
<b>Tableau 5.4.</b> Vérification au flambement des différents poteaux.....	74
<b>Tableau 5.5.</b> Vérification des contraintes .....	75
<b>Tableau 5.6.</b> Vérification des contraintes de cisaillement .....	75
<b>Tableau 5.7.</b> Schémas de ferrailage des poteaux .....	77
<b>Tableau 5.8.</b> Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	78
<b>Tableau 5.9.</b> Armatures longitudinales dans les poutres.....	79
<b>Tableau 5.10.</b> Vérification des contraintes de cisaillement .....	81
<b>Tableau 5.11.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	81
<b>Tableau 5.12.</b> Vérification de la contrainte limite du béton.....	81
<b>Tableau 5.13.</b> Vérification des conditions de la flèche.....	82
<b>Tableau 5.14.</b> Vérification des zones nodales.....	84
<b>Tableau 5.15.</b> Schémas de ferrailage des poutres principales selon les niveaux.....	85
<b>Tableau 5.16.</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires sous chainages selon les niveaux.....	86
<b>Tableau 5.17.</b> Schémas de ferrailage des poutres de chainages selon les niveaux.....	87
<b>Tableau 5.18.</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires selon les niveaux .....	88
<b>Tableau 5.19.</b> Les sollicitations dans le voile $V_{X3}$ (0.2×1.5).....	90
<b>Tableau 5.20.</b> Sollicitations et ferrailage du voile $V_{X3}$ dans les autres niveaux.....	92
<b>Tableau 5.21.</b> Les sollicitations dans le voile $V_{Y3}$ (0.15×2.05).....	93
<b>Tableau 5.22.</b> Sollicitations et ferrailage du voile $V_{Y3}$ dans les autres niveaux.....	93

## CHAPITRE 6

<b>Tableau 6.1.</b> Sections de ferrailage du radier.....	98
<b>Tableau 6.2.</b> Vérification des contraintes du radier.....	98
<b>Tableau 6.3.</b> Section d'armateur du radier à l'ELS.....	99
<b>Tableau 6.4.</b> Section d'armatures du débord.....	99
<b>Tableau 6.5.</b> Vérifications des contraintes du débord à l'ELS.....	99
<b>Tableau 6.6.</b> Section d'armateur du débord à l'ELS.....	100

<b>Tableau 6.7.</b> Les chargements sur la nervure sens x-x à l'ELU.....	102
<b>Tableau 6.8.</b> Les chargements sur la nervure sens x-x à l'ELS.....	102
<b>Tableau 6.9.</b> Sections de ferrailage aux niveaux de la travée sens x-x.....	103
<b>Tableau 6.10.</b> Sections de ferrailage aux niveaux des appuis sens x-x.....	103
<b>Tableau 6.11.</b> Vérification des contraintes aux niveaux des travées sens x-x.....	103
<b>Tableau 6.12.</b> Vérification des contraintes au niveau des appuis sens x-x.....	103
<b>Tableau 6.13.</b> Section d'armateur aux niveaux des travées sens x-x à l'ELS.....	104
<b>Tableau 6.14.</b> Section d'armateur aux niveaux des appuis sens x-x à l'ELS.....	104
<b>Tableau 6.15.</b> Les chargements sur la nervure sens y-y à l'ELU.....	104
<b>Tableau 6.16.</b> Les chargements sur la nervure sens y-y à l'ELS.....	105
<b>Tableau 6.17.</b> Sections de ferrailage aux niveaux de la travée sens y-y.....	105
<b>Tableau 6.18.</b> Sections de ferrailage aux niveaux des appuis sens y-y.....	105
<b>Tableau 6.19.</b> Vérification des contraintes aux niveaux des travées sens y-y.....	106
<b>Tableau 6.20.</b> Vérification des contraintes aux niveaux des appuis sens y-y.....	106
<b>Tableau 6.21.</b> Section d'armateur aux niveaux des travées sens y-y à l'ELS.....	106
<b>Tableau 6.22.</b> Section d'armateur aux niveaux des travées sens y-y à l'ELS.....	106
<b>Tableau 6.23.</b> Schémas de ferrailage des nervures .....	107
<b>Tableau 6.24.</b> Sections de ferrailage de voile périphérique.....	109
<b>Tableau 6.25.</b> Vérification des contraintes du voile périphérique.....	111
<b>Tableau 6.26.</b> Section d'armateur du voile périphérique à l'ELS.....	111

# Table des figures

## CHAPITRE 1

Figure 1.1. Evolution de la résistance $f_j$ en fonction de l'âge du béton.....	3
---	---

## CHAPITRE 2

Figure 2.1. Disposition des poutrelle.....	6
Figure 2.2. Différents types de dalles pleines.....	7
Figure 2.3. Schéma d'un escalier.....	8
Figure 2.4. Schéma statique de la volée 3.....	9
Figure 2.5. Schéma statique de la volée 7 et 9.....	9
Figure 2.6. Schéma statique de la volée 8.....	10
Figure 2.7. Acrotère.....	10

## CHAPITRE 3

Figure 3.1. Poutrelle type (1).....	25
Figure 3.2. Poutrelle type (8).....	26
Figure 3.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	33
Figure 3.4. Dalle sur 2 appuis.....	33
Figure 3.5. Schéma de ferrailage du panneau D1.....	35
Figure 3.6. Schéma statique du chargement sur le palier et la volée.....	38
Figure 3.7. Schéma de ferrailage des volées 7 et 9.....	39
Figure 3.8. Schéma statique de la volée 8.....	40
Figure 3.9. Schéma de ferrailage de la volée 8.....	41
Figure 3.10. Schéma statique de la poutre brisée.....	41
Figure 3.11. Section considérée dans le calcul de torsion.....	42
Figure 3.12. Schéma statique de la dalle console .....	44
Figure 3.13. Schéma statique de la volée 1 et 2.....	44
Figure 3.14. Schéma statique du chargement de la volée 1 et 2 .....	44
Figure 3.15. Coupe transversale de l'ascenseur.....	46
Figure 3.16. Schéma représente la surface d'impact.....	47
Figure 3.17. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	49

<b>Figure 3.18.</b> Dimensions de l'acrotère .....	49
<b>Figure 3.19.</b> Schéma de ferraille de l'acrotère .....	53

## CHAPITRE 4

<b>Figure 4.1 :</b> Spectre de réponse.....	58
<b>Figure 4.2.</b> Disposition des voiles.....	59
<b>Figure 4.3.</b> 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y avec T= 0.829 s).....	60
<b>Figure 4.4.</b> 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y avec T= 0.786 s) .....	60
<b>Figure 4.5.</b> 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (torsion suivant l'axe Z-Z avec T = 0.694s) .....	61

## CHAPITRE 5

<b>Figure 5.1.</b> Les différents types des cadres et épingles.....	69
<b>Figure 5.2.</b> Section d'un poteau.....	74
<b>Figure 5.3.</b> Premier cas de zone nodale (sens principal) .....	83
<b>Figure 5.4.</b> Deuxième cas de zone nodale (sens secondaire).....	83
<b>Figure 5.5.</b> Localisation des voiles de contreventement.....	90
<b>Figure 5.6.</b> Schéma de ferrailage du voile $V_{x3}$ .....	93

## CHAPITRE 6

<b>Figure 6.1.</b> Présentation de la zone d'impact de la charge concentré.....	96
<b>Figure 6.2.</b> Schéma statique du débord.....	99
<b>Figure 6.3.</b> Schéma de ferrailage du débord.....	100
<b>Figure 6.4.</b> Schéma des lignes de ruptures.....	101
<b>Figure 6.5.</b> Schéma statique de la nervure dans le sens x-x .....	102
<b>Figure 6.7.</b> Schéma statique de la nervure dans le sens y-y .....	104
<b>Figure 6.8.</b> Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	109
<b>Figure 6.9.</b> Répartition des contraintes sur le mur.....	110





## ***Symboles Et Notations***

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- Ar** : Aire d'une section d'acier de répartition
- At** : Aire d'une section d'acier transversal
- As** : Aire d'une section d'acier
- B** : La largeur (m).
- B** : Aire d'une section de béton
- Br** : Section réduite du béton
- C<sub>T</sub>** : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- C<sub>u</sub>** : La cohésion du sol
- D** : Diamètre, dalle
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen
- d** : Hauteur utile.
- E** : Actions accidentelles
- E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier
- E<sub>vj</sub>** : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
- E<sub>ij</sub>** : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
- e** : Epaisseur, Excentricité
- f<sub>bu</sub>** : Contrainte de compression du béton à l'ELU
- f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique de compression à j jour
- f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique de traction à j jour
- f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier
- F** : Force ou action générale.
- f<sub>ji</sub>** : La flèche correspondant à j.
- f<sub>gi</sub>** : La flèche correspondant à g.
- f<sub>qi</sub>** : La flèche correspondant à q.
- f<sub>gv</sub>** : La flèche correspondant à v.
- Δf** : La flèche totale.
- G** : Charges permanente
- h<sub>t</sub>** : Hauteur totale du plancher.
- h<sub>0</sub>** : Epaisseur de la dalle de compression.
- h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage.
- h<sub>0</sub>** : Epaisseur de la dalle de radier (cm)
- ht** : Hauteur de la nervure (cm)
- qu** : Charges réparties ultime

**qs** : Charges réparties de service  
**I** : Moment d'inertie  
**i** : Rayon de giration  
**I<sub>ji</sub>** : Moment d'inertie correspondant à j.  
**I<sub>gi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à g.  
**I<sub>qi</sub>** : Moment d'inertie correspondant à q.  
**I<sub>gv</sub>** : Moment d'inertie correspondant à v.  
**k<sub>c</sub>** : Coefficient de portance.  
**L** : Longueur ou portée.  
**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).  
**L<sub>x</sub>** : Distance entre nus de poutrelles.  
**L<sub>y</sub>** : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.  
**L<sub>r</sub>** : Longueur de recouvrement  
**l<sub>s</sub>** : Longueur de scellement  
**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement  
**l'<sub>g</sub> et l'<sub>d</sub>** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.  
**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul ultime  
**M<sub>s</sub>** : Moment de calcul de service  
**M<sub>a</sub>** : Moment sur appui.  
**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.  
**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.  
**M<sub>i</sub>** : Moment à l'appui *i*  
**M<sub>j</sub>** : Moment correspondant à j.  
**M<sub>g</sub>** : Moment correspondant à g.  
**M<sub>q</sub>** : Moment correspondant à q.  
**M<sub>g</sub> et M<sub>d</sub>** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.  
**N<sub>u</sub>** : Effort normal ultime  
**N<sub>s</sub>** : Effort normal de service.  
**P** : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).  
**P<sub>g</sub> et P<sub>d</sub>** : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.  
**Q** : Charges d'exploitation  
**Q** : Facteur de qualité.  
**R** : Coefficient de comportement global.  
**S** : Section, surface  
**S<sub>r</sub>** : Surface du radier (m<sup>2</sup>).  
**St** : Espacement des armatures  
**S<sub>bat</sub>** : Surface totale du bâtiment

**$T_2$**  : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

**V** : Effort tranchant.

**W** : Poids propre de la structure.

**W $Q_i$**  : poids du aux charges d'exploitation.

**W $G_i$**  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

**Y** : Ordonnée de la fibre neutre.

**Z** : Coordonnée, bras de levier

**Z** : Profondeur au dessous de la fondation (m).

**ut** : Contrainte de cisaillement (MPa).

**$\mu$**  : Coefficient de frottement

**$\mu_{bu}$**  : Moment ultime réduit

**$\mu_l$**  : Moment réduit limite.

**$\mu_u$**  : Moment ultime réduit.

**$\nu$**  : Coefficient de poisson

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte du béton à la compression

**$\sigma_s$**  : Contrainte de l'acier à la traction

**$\sigma_j$**  : Contrainte correspondant à j.

**$\sigma_g$**  : Contrainte correspondant à g.

**$\sigma_q$**  : Contrainte correspondant à q.

**$\phi_t$**  : Diamètre des armatures transversales

**$\zeta$**  : Contrainte tangentielle de cisaillement

**$\zeta_{se}$**  : Contrainte d'adhérence

**$\eta$**  : Coefficient de fissuration

**$\Psi_s$**  : Coefficient de scellement

**$\xi_{bc}$**  : Raccourcissement relatif du béton

**$\xi_s$**  : Allongement relatif de l'acier tendu

**$\gamma_b$**  : Coefficient de sécurité de béton

**$\gamma_s$**  : Coefficient de sécurité de l'acier

**$\sigma_{adm}$**  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

**$\lambda_i$**  : Coefficient instantané.

**$\lambda_v$**  : Coefficient différé

**$q_0$**  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

**$\bar{\tau}_u$**  : Valeur de cisaillement limite (MPa)

**$\tau_u$**  : Contrainte de cisaillement (MPa)

---

# **Introduction générale**

# Introduction générale

---

## Introduction générale

L'étude des structures est une étape importante et un passage obligé dans l'acte de bâtir, chaque étude d'une structure vise à satisfaire certains critères à savoir : la sécurité, l'économie, la performance et la durabilité.

Dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des structures, nous avons choisi comme thème de notre projet de fin d'étude, l'étude d'un bâtiment en R+11 avec un sous-sol à usage multiple (Habitation et commerce) dont le système de contreventement est mixte (portique -voiles) avec une justification de l'interaction.

Notre travail se subdivisera en six chapitres :

Dans le premier chapitre, nous présenterons notre ouvrage, ses constituants et les matériaux utilisés dans la construction.

Nous procéderons dans le deuxième chapitre au pré dimensionnement des éléments ainsi une évaluation de charges et surcharges appliquées sur notre bâtiment.

Dans le troisième chapitre, nous calculerons les ferraillements des différents éléments non structuraux à savoir : les planchers, l'escalier, l'acrotère ...

En quatrième chapitre, nous effectuerons une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS2016.

L'objectif du cinquième chapitre est la détermination des ferraillements des éléments structuraux.

En fin dans le sixième chapitre nous aborderons l'étude de l'infrastructure dont nous exposerons : le calcul des fondations et le voile périphérique, suivie d'une conclusion générale.

# **Chapitre 1 :**

# **Généralités**

### 1. Introduction :

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

### 2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment R+11 avec un sous-sol en béton armé bi-fonctionnelle qui regroupe commerce et logements d'habitation.

La structure est implantée à Seddouk dans la wilaya Bejaia. Cette région est classée en zone II a selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003)

Le bâtiment est composé de :

- Sous-sol à usage parking.
- Le rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Le 1<sup>er</sup> étage jusqu'au 11<sup>eme</sup> étage à usage habitation.

### 3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

#### ➤ Données géotechnique du site :

Une contrainte admissible du sol :  $\sigma = 1,55$  bars

Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suivies :

#### ➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment ----- H= 35,36m
- Hauteur du sous-sol ----- h= 3,60m
- Hauteur du RDC -----h= 3.57m
- Hauteur étage courant ----- -h=2,89m

#### ➤ Dimension en plan :

Longueur maximale ----- 19,90m

Largeur maximale ----- 20,40m

### 4. Etats limites de calculs :

#### a) Etat limite ultime (ELU) :

Cet état correspond à la capacité portante maximale d'un ouvrage, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. On distingue dans ce cas trois états limites :

- Etat limite d'équilibre statique.
- Etat limite de résistance des matériaux (béton ou acier).
- Etat limite de stabilité de forme.

**b) Etat limite de service(ELS) :** C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son exploitation et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue trois états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton.

➤ **Les Coefficient de sécurité :**

Selon le BAEL pour le calcul du ferrailage, les deux coefficients de sécurité utilisés  $\gamma_b$  pour Le béton et  $\gamma_s$  pour l'acier, Ils sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau 1.1.** Coefficients de sécurités utilisés pour le béton et l'acier

Désignation	$\gamma_b$	$\gamma_s$
Situation courante	1,15	1,15
Situation accidentelle	1,5	1

**5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.

**5.1 Béton :** Le béton est un mélange optimal des granulats, un liant (ciments artificiels) et éventuellement des adjuvants, qui durcissent en présence d'eau. Son rôle fondamental est de reprendre les efforts de compression.

**a) Résistance du béton :**

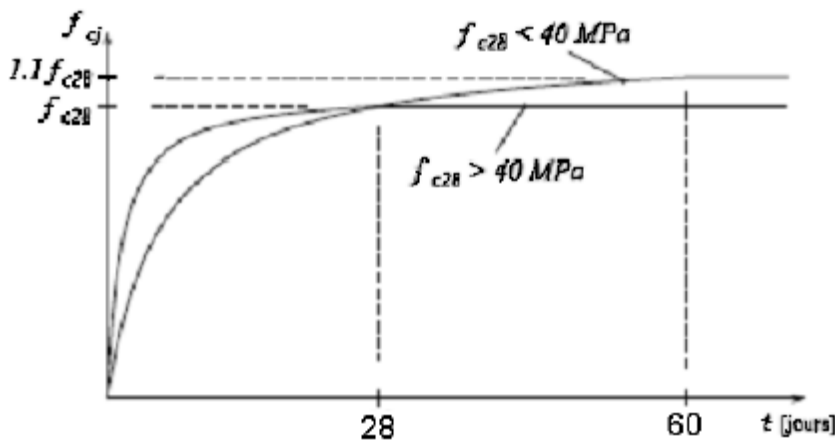
❖ **À la compression :**

La résistance caractéristique du béton à la compression ( $f_{cj}$ ) est définie par :

$$\text{Pour } j \leq 60 \text{ jours } \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \dots \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1,4+0,95j)} f_{c28} \dots \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour  $j \geq 60$  jours :  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Avec :  $\begin{cases} j = \text{nombre de jours} \\ f_{c28} : \text{résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours} \end{cases}$



**Figure 1.1 .**Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

❖ **À la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ( $f_{tj}$ ), est définie par:

$$\begin{cases} \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} & f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \\ \text{Pour } f_{cj} > 60 \text{ MPa} & f_{tj} = 0,275 f_{cj} \end{cases}$$

**b) Contrainte limite de compression :**



- ❖ La contrainte limite de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots (\text{CBA93 Art A 4. 5. 2}) \text{ avec } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ dans la situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ dans la situation accidentelle} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application} \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \text{ heure} \leq \text{durée d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

- ❖ La contrainte limite de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots (\text{CBA93 Art A. 4. 5. 2})$$

**c) Contrainte limite du cisaillement :**

La contrainte limite du cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

Fissuration nuisible ou très nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

**d) Module l'élasticité (CBA93 Art 2.1.2) :**

Le module de déformation longitudinale de béton est donné par la formule suivante :

- **Le module instantané ( $E_{ij}$ ) :** Pour les charges appliquées avant 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- **Le module différé ( $E_{vj}$ ) :** Pour les charges de longue durée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

**e) Coefficient de poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté  $\nu$  : (CBA93 Art A. 2. 1. 3)

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

**f) Pour notre projet :**

Pour notre étude, on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  donc les autres Caractéristiques mécaniques du béton utilisé dans notre bâtiment sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 1. 2. Caractéristiques mécanique du béton**

<b>Résistance à la compression <math>f_{c28}</math> (MPa)</b>			<b>25</b>
<b>Résistance à la traction <math>f_{t28}</math> (MPa)</b>			<b>2,1</b>
<b>Contrainte limite de compression <math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	ELU	Cas durable	14,2
		Cas accidentelle	18,48
	ELS		15
<b>Contrainte limite de cisaillement <math>\bar{\tau}_u</math> (MPa)</b>	FPN	Cas durable	3,33
		Cas accidentelle	4,34
	FN / FTN	Cas durable	2,5
		Cas accidentelle	3,26

Module d'élasticité	Instantané $E_{ij}$ (MPa)	32164,2
	Différé $E_{vj}$ (MPa)	10818,86

**Remarque :** pour le calcul de  $\bar{\sigma}_{bc}$  ; on prend  $\theta = 1$

**5.2 L'acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

**a) Limite d'élasticité ( $f_e$ )**

Les types d'aciers, les nuances et les limites d'élasticité( $f_e$ ) correspondantes sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau1.3.** La limite d'élasticité des différents types d'aciers

Types	Ronds lisses		Barre HA Type 1 et 2		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à HA
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ (MPa)	215	235	400	500	500	500

HA : haute adhérence

**b) Les contraintes limites :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite de l'acier à l'ELU est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots (CBA93 \text{ Art A. 4. 5. 2})$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

La contrainte limite de l'acier à l'ELS est en fonction de type de fissurations

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FPN : } \bar{\sigma}_s = f_e \\ \text{FN : } \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110^2 \sqrt{\eta * ft28} \right) \\ \text{FTN : } \bar{\sigma}_s = \min \left( 0,5 f_e ; 90^2 \sqrt{\eta * ft28} \right) \end{array} \right. \text{ avec } \eta = \begin{cases} 1 \text{ pour les ronds lisses, treillis soudés} \\ 1,6 \text{ pour les barres HA avec } \varnothing > 6 \text{ mm} \\ 1,3 \text{ pour les barres HA avec } \varnothing < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

**c) Pour notre projet :**

Pour notre projet on va utiliser deux types d'acier sont :

- Aciers HA de nuance **FeE400** pour les armatures longitudinales et transversales.
- Treillis soudé à HA du nuance Fe TE500 pour le dalle de compression des plancher à corps creux.

D'où ces caractéristiques mécaniques de ces deux types d'aciers choisis sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 1.4.** Caractéristiques mécaniques de l'acier

Types	$f_e$ (MPa)	Contrainte $\bar{\sigma}_s$ (MPa)					
		ELU					
		Durable	Accidentelle	$\eta$	FPN	FN	FTN
HA (FeE400)	400	348	400	1,6	400	201,63	164,97
TS (FeTE500)	500	435	500	1	500	159,40	130,42

## 6. Actions et sollicitation :

### a) Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.
- ✓ **Actions permanentes (G) :**
  - Le poids propre de la structure
  - Le poids des cloisons
  - La poussée des terres
- ✓ **Actions variables (Q) :**
  - Charges d'exploitations
  - Effet de températures
  - Les charges appliquées en cours d'exécution
- ✓ **Actions accidentelles (E) :**
  - Les chocs
  - Les séismes

Ces actions génèrent dans les sections des sollicitations suivantes :

- Moment fléchissant
- Effort tranchant
- Effort normal
- Moment de torsion

## 7. Les règlements et normes utilisés :

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements et documents suivants :

- ❖ DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges)
- ❖ DTR de CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ❖ BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites)
- ❖ DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles)
- ❖ RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien)

# **Chapitre 2 :**

# **Pré dimensionnement**

**1. Introduction :**

Le pré dimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

**2. Eléments secondaires :**

**2.1. Plancher :**

**a. Plancher à corps creux :**

La hauteur de planche  $h_t$  est déterminée à partir de la condition de la flèche D'après le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \dots\dots\dots (\text{Art B.6.8.4.2.4})$$

$L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de disposition des poutrelles.

➤ **Disposition des poutrelles :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites travées. Le schéma de disposition est présenté sur la figure suivante :



*Figure 2.1. Disposition des poutrelles dans tous les niveaux*

A partir de la figure :

$$L_{max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22,5} = 18,44 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

**b. Plancher en dalles pleines :**

Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

❖ **Critère de résistance :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis avec } \rho \leq 0,4$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis avec } \rho \geq 0,4$$

❖ **Coupe-feu :**

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

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

Généralement on prend :  $e = 12 \text{ cm}$

❖ **Isolation phonique :**  $e \geq 14 \text{ cm}$

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

- Dalle sur deux appuis - Dalle sur deux appuis parallèles
- Dalle sur trois appuis - Dalle sur un seul appui

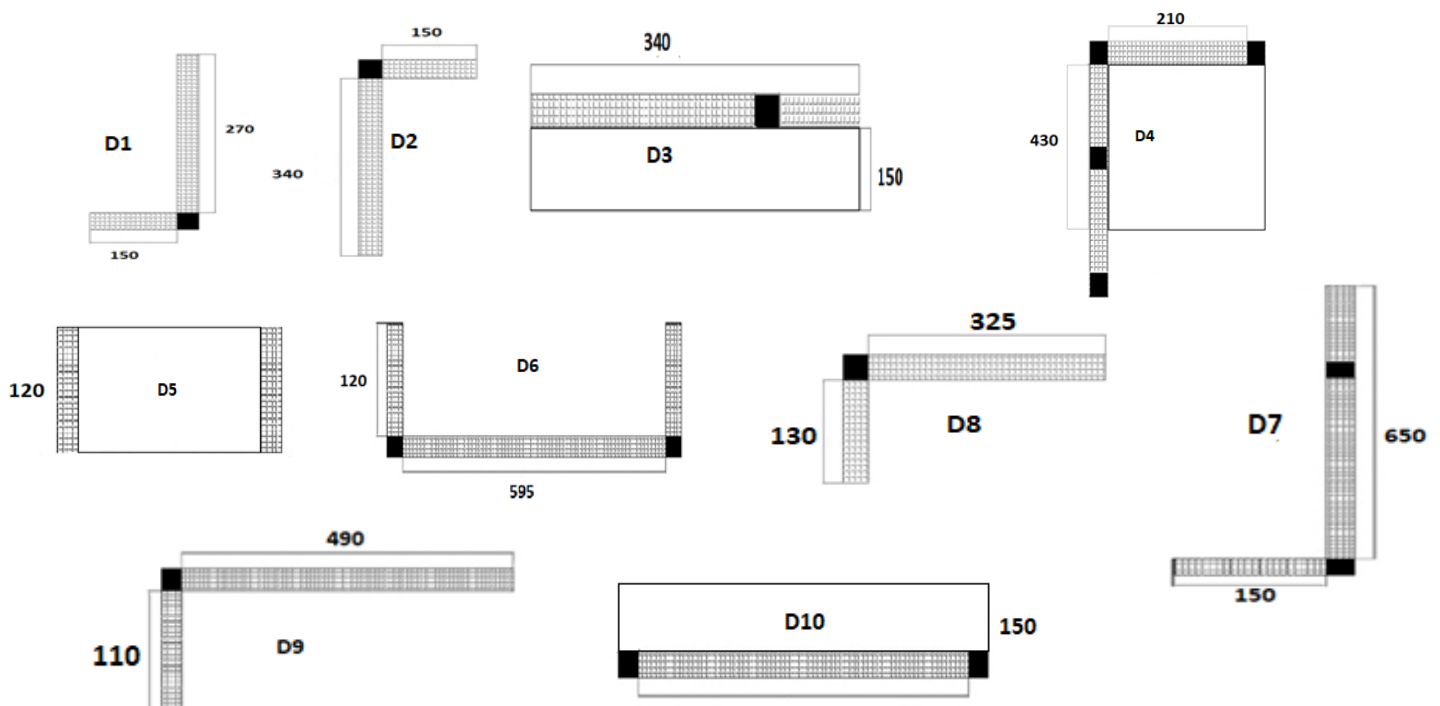


Figure 2.2. Différents types de dalles pleines

Les différentes dimensions des dalles pleines sont données dans le tableau suivant :

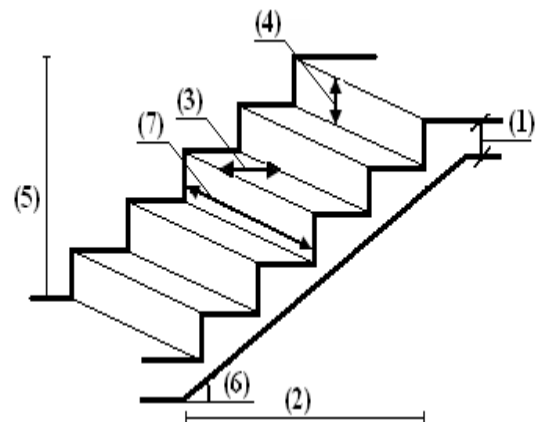
**Tableau 2.1 : dimensions des dalles pleines**

Panneaux	L <sub>x</sub> (cm)	L <sub>y</sub> (cm)	ρ	e (cm) ≥	e adoptée (cm)
D1	150	230	0,65	3,5	15
D2	150	340	0,44	3,5	15
D3	100	/	/	5	15
D4	210	430	0,49	5	15
D5	120	/	/	7	15
D6	120	595	0,20	3,5	15
D7	150	650	0,23	3,5	15
D8	130	325	0,40	4	15
D9	110	490	0,22	3,5	15
D10	150	/	/	7,5	15

**2.2 Escalier :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L<sub>0</sub> (Projection de la volée)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H<sub>0</sub> (Hauteur de la volée)
- (6) : α Inclinaison de la paillasse
- (7) : (Emmarchement)



**Figure 2.3. Schéma d'un escalier**

Dans notre structure on a trois types d'escalier :

- Type 1 :** Escalier à deux volées
- Type 2 :** Escalier à quatre volée du 1<sup>er</sup> étage au dernier étage
- Type 3 :** Escalier balancé à quatre volée du RDC au 1<sup>er</sup> étage

**Dimensionnement :**

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :  $g = \frac{L_0}{n-1}$   $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{Nombre de contre marche} \\ n-1 : \text{Nombre de marche} \end{array} \right.$

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

Soit :  $2h+g = 66 \text{ cm}$

On remplace dans (1) :  $66 n^2 - (66+2 H_0 + L_0) n + 2 H_0 = 0 \dots\dots\dots (2)$

**Epaisseur de la paillasse :** La volée se dimensionne comme une dalle pleine inclinée sur un seul appui, son épaisseur est déterminée suivant les conditions suivantes :

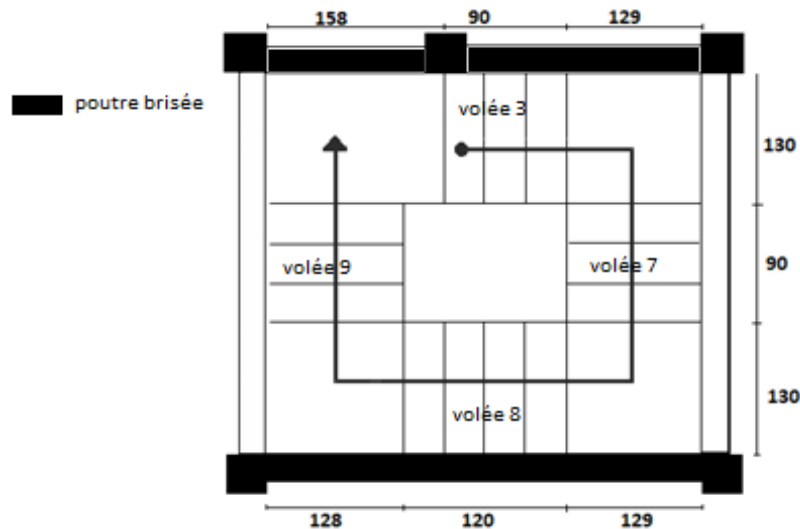
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots\dots \text{Condition de la flèche} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots \text{Pour 2 heures de coupe-feu} \end{array} \right.$$

$e \geq 13 \text{ cm}$ ..... Isolation phonique

Avec  $L'$ : longueur totale entre nus d'appuis

$$L' = L_p + \frac{L_0}{\cos(\alpha)}$$

- **Type 2 : Escalier à quatre volée :**



- **Pour la volée 7 et 9 :**

$L_0 = 0,9 \text{ m}$  ;  $H_0 = 0,68 \text{ m}$  ;  $L_{p1} = L_{p2} = 1,30 \text{ m}$

$n = 4$  ;  $h = 17 \text{ cm}$  ;  $g = 30 \text{ cm}$  ;  $\alpha = 37,07^\circ$

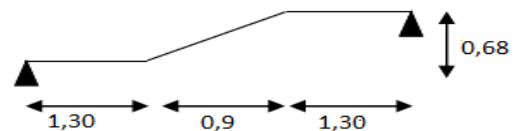


Figure 2.5. Schéma statique de la volée 7 et 9

**Epaisseur de la pailleasse :**

$$L' = L_{p1} + \frac{L_0}{\cos(\alpha)} + L_{p2} = 1,30 + \frac{0,9}{\cos(37,07)} + 1,30 \rightarrow L' = 3,73 \text{ m}$$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

- **Pour la volée 3 :** c'est une console encastrée dans la poutre brisée

$L_0 = 0,9 \text{ m}$  ;  $H_0 = 0,68 \text{ m}$  ;  $L_x = 1,30 \text{ m}$ . Donc  $n = 4$  ;  $h = 17 \text{ cm}$  ;  $g = 30 \text{ cm}$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

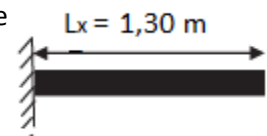


Figure 2.5. Schéma statique de la volée 3 et 8

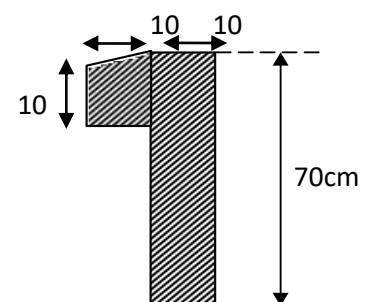
- **Pour la volée 8 :** c'est une console encastrée dans la poutre brisée

$L_0 = 1,20 \text{ m}$  ;  $H_0 = 0,85 \text{ m}$  ;  $L_x = 1,30 \text{ m}$  Donc  $n = 5$  ;  $h = 17 \text{ cm}$  ;  $g = 30 \text{ cm}$

Pour 2 heures de coupe-feu :  $e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

**2.3. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage





du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

**Figure 2.7. Acrotère**

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Les dimensions de l'acrotère sont représentées dans la figure suivante :

Surface de l'acrotère :

$$S_{acr} = (70 \cdot 10) + (5 \cdot 10) + (5 \cdot 10) / 2$$

$$S_{acr} = 775 \text{ cm}^2 = \mathbf{0,0775 \text{ m}^2}$$

Le poids propre de l'acrotère par (ml) est :

$$\mathbf{G_{ac} = 0,0775 \cdot 25 \cdot 1 = 1,937 \text{ KN/ml}}$$

- Enduit de ciment :  $G = \rho \cdot e \cdot 1 = 20 \cdot 0,02 \cdot 1 = 0,4 \text{ KN/ml}$

**3. Eléments principaux :**

**3.1. Les poutres :** Les dimensions des poutres sont déterminées par les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Tel que :

**L<sub>max</sub>** : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

**h** : hauteur de la poutre.

**b** : largeur de la poutre.

➤ **Poutres principales : // 6.45 m**

$$L_{max} = 635 - 30 = 605 \text{ cm}$$

$$\frac{605}{15} \leq h \leq \frac{605}{10} \quad 40.33 \leq h \leq 60.5 \text{ cm}$$

Soit : **h = 45 cm**

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

- **Vérification :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On opte pour des poutres principales de **(30x45) cm<sup>2</sup>**

➤ **Poutres secondaires : // 2.7 m**

$L_{max} = 660 - 30 = 630 \text{ cm}$

$\frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10} \rightarrow 42 \leq h \leq 63 \text{ cm}$

Soit : **h = 45 cm**

$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \rightarrow \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$

• **Vérification :**

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

On opte pour des poutres secondaires de **(30×45) cm<sup>2</sup>**.

**3.2. Les voiles :**

D’après l’article (7.7.1) du RPA99/version 2003, l’épaisseur des voiles doit satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$ ..... (1).
- $e \geq \frac{h_e}{20}$  ..... (2).
- $L > 4 \times e$ ..... (3).

Avec :  $h_e$  : Hauteur libre du voile

$e$  : Epaisseur du voile

$L$  : Longueur du voile

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

**Tableau2.2.** Les différentes dimensions des voiles

Etage	H étage (m)	$h_e$ libre (m)	$h_e / 20$ (cm)	« e » adopté (cm)
Sous-sol	3,60	3,40	17	20
RDC	3,57	3,37	16,85	20
Etage courant	2,89	2,69	13,45	20

**3.3. Les poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critère de résistance
2. Critère de stabilité de forme (flambement)
3. Conditions de RPA

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

Pour cela, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d’être les plus sollicités

**Tableau2.3.** Sections des poteaux préalables

Niveau	Section ( cm <sup>2</sup> )	Hauteur (m)	Poids propre g (KN)
Sous-sol	55× 55	3,60	27,22
RDC	55× 55	3,57	27
Etage 1 et 2	50×50	2,89	18,06
Etage 3,4 et 5	45×45	2,89	14,63
Etage 6,7 et 8	40×40	2,89	11,56
Etage 9,10 et 11	35×35	2,89	8,85

#### 4. Evaluation des charges et surcharges :

##### a. Charges permanentes :

##### 1. Plancher étage courant :

*Tableau2.4. Evaluation des charges des planchers corps creux*

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Cloisons de séparation	0,01	10	1
Enduit de ciment	0,02	20	0,4
<b>Total</b>	/	/	<b>G = 5,41</b>

##### 2. Plancher dalle pleine et balcons :

*Tableau2.5. Evaluation des charges des planchers dalles pleines e=12cm*

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0,12	25	3
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Enduit de ciment	0,02	20	0,4
<b>Total</b>	/	/	<b>G= 4,56</b>

*Tableau2.6. Evaluation des charges des planchers dalles pleines e=15cm*

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0,15	25	3,75

Lit de sable	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Enduit de ciment	0,02	20	0,4
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>G= 5,31</b>

### 3. Plancher terrasse inaccessible

*Tableau2.7. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible*

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0,04	20	0,8
Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,2
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>G= 6,15</b>

### 4. Murs intérieurs et extérieurs :

- Murs intérieurs :

*Tableau2.8. Evaluation des charges sur les murs intérieurs*

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit de ciment	0,02	20	0,4
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>G= 1,5</b>

- Murs extérieurs :

*Tableau2.9. Evaluation des charges sur les murs extérieurs*

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2

Brique creuse	0,1	9	0,9
Lame d'air	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit de ciment	0,02	20	0,4
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>G= 2,4</b>

### 5. Paliers des escaliers :

*Tableau2.10. Evaluation des charges des paliers*

Type	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Sous-sol au RDC	Poids propre	0,18	25	4,5
	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	Lit de sable	0,02	18	0,36
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
	<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>G= 5,86</b>
RDC au 11 <sup>ème</sup> étage	Poids propre	0,15	25	3,75
	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
	Mortier de pose	0,02	20	0,4
	Lit de sable	0,02	18	0,36
	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
	<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>G= 5,11</b>

### 6. Volées

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

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$        $h=17$  cm
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal :  $\gamma.e$  ; Vertical :  $\gamma.e.(h/g)$ .

Tel que : ( $\alpha = 33,69^\circ$ ,  $h=18$  cm et  $g=30$ cm)

( $\alpha = 37,07^\circ$ ,  $h=17$  cm et  $g=30$ cm)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit

*Tableau2.11. Evaluation des charges des volées*

Type	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
	Paillasse	$0,18/\cos 33,69$	25	5,41
	Marches	$0,18/2$	22	1,98
	horizontal	0,02	20	0,4

Sous-sol au RDC	Revêtements en carrelage	vertical	0,02*0,6	20	0,24
	Mortier de pose	horizontal	0,02	20	0,4
		vertical	0,02*0,6	20	0,24
	Garde-corps		/	/	0,1
	Enduit de plâtre		0,02/cos $\alpha$	10	0,24
	Total		/	/	<b>G= 9,01</b>

RDC au 11 <sup>ème</sup> étage	Paillasse		<b>0,15/cos37,07</b>	<b>25</b>	<b>4,7</b>
	Marches		0,17/2	22	1,87
	Revêtements en carrelage	horizontal	0,02	20	0,4
		vertical	0,02*0,57	20	0,228
	Mortier de pose	horizontal	0,02	20	0,4
		vertical	0,02*0,57	20	0,228
	Garde-corps		/	/	0,1
	Enduit de plâtre		0,02/cos $\alpha$	10	0,25
Total		/	/	<b>G= 8,176</b>	

b. Charges d'exploitations :

*Tableau2.12. Charges d'exploitations des différents éléments*

Eléments	Valeurs « Q » (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher Terrasse inaccessible	1
Plancher Etage courant (habitation)	1,5
Plancher RDC (commerce)	5
Escalier Etage courant	2,5
Escalier S.Sol au RDC	5
Dalle pleine	2,5
Balcon / Terrasse	3,5
Acrotère	1

5. Descente de charge :

La descente de charge est effectuée pour deux poteaux F2 et E5 (figure II.1) qui nous semblent être les plus chargés, comme le bâtiment est à usage d'habitations le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q.

❖ **La loi de dégression des charges :**

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous avant dernier étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque (étage n) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

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

✓ **Remarque :**

La descente de charge sera détaillée pour le poteau (F2) et nous donnerons le résultat final pour le poteau (E5)

**1. Poteau F2 :****a. Plancher terrasse :**

## ❖ Surface afférente :

$$S_1 = 3,42 \text{ m}^2 \quad S_2 = 1,955 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 5,1 \text{ m}^2 \quad S_4 = 8,925 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^G = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \rightarrow S_{\text{aff}}^G = 19,4 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^Q = S_{\text{aff}}^G + 0,3(2,975 + 1,15 + 1,7 + 3) \rightarrow S_{\text{aff}}^Q = 22,05 \text{ m}^2$$

## ❖ Poids des poutres :

$$P_{pp} = 0,45 * 0,3 * 4,675 * 25 = 15,78 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0,4 * 0,3 * 4,15 * 25 = 12,45 \text{ KN}$$

$$P_{\text{tot}} = 28,23 \text{ KN}$$

## ❖ Poids du plancher :

$$G_{ti} = 6,15 * S_{\text{aff}}^G = 119,31 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 * S_{\text{aff}}^Q = 22,05 \text{ KN}$$

**b. Plancher étage 11 à 1 :**

## ❖ Poids plancher :

$$G_{cc} = 5,41 * 19,4 = 104,95 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 1,5 * 22,05 = 33,075 \text{ KN}$$

**c. Plancher RDC :**

## ❖ Poids plancher :

$$G_{cc} = 5,41 * 19,4 = 104,95 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 5 * 22,05 = 110,25 \text{ KN}$$

**d. Plancher sous-sol :**

❖ Poids plancher :

$$G_{cc} = 5,41 * 19,4 = 104,95 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 2,5 * 22,05 = 55,125 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau F2, sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau2.13.** La descente de charge dans le poteau F2

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
<b>N0</b>	Plancher terrasse	119,31	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	8,85	
	<b>Total</b>	<b>156,39</b>	
<b>N1</b>	Venant de N0	156,39	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	8,85	
<b>Total</b>	<b>298,42</b>	<b>55,125</b>	
<b>N2</b>	Venant de N1	298,42	
	Plancher terrasse	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	8,85	
<b>Total</b>	<b>440,45</b>	<b>84,89</b>	
<b>N3</b>	Venant de N2	440,45	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	11,56	
<b>Total</b>	<b>585,19</b>	<b>111,35</b>	
<b>N4</b>	Venant de N3	585,19	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	11,56	
<b>Total</b>	<b>729,93</b>	<b>134,51</b>	
<b>N5</b>	Venant de N4	729,93	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	11,56	
<b>Total</b>	<b>874,67</b>	<b>154,35</b>	
<b>N6</b>	Venant de N5	874,67	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	14,63	
<b>Total</b>	<b>1022,48</b>	<b>170,89</b>	
<b>N7</b>	Venant de N6	1022,48	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	14,63	



	<b>Total</b>	<b>1170,29</b>	<b>187,42</b>
<b>N8</b>	Venant de N7	1170,29	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	14,63	
	<b>Total</b>	<b>1318,1</b>	<b>203,96</b>
<b>N9</b>	Venant de N8	1318,1	
	Plancher terrasse	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	18,06	
	<b>Total</b>	<b>1469,34</b>	<b>220,5</b>
<b>N10</b>	Venant de N9	1469,34	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	18,06	
	<b>Total</b>	<b>1620,58</b>	<b>237,04</b>
<b>N11</b>	Venant de N10	1620,58	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	27	
	<b>Total</b>	<b>1780,76</b>	<b>253,57</b>
<b>N12</b>	Venant de N11	1780,76	
	Plancher	104,95	
	Poutres	28,23	
	Poteaux	27,22	
	<b>Total</b>	<b>1941,16</b>	<b>318,35</b>

- **L'effort normal ultime :**

$$N_{u1} = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 1941,16 + 1,5 \times 318,35 \rightarrow N_{u1} = 3098,09 \text{ KN}$$

Pour le poteau E5, nous avons trouvé de manière analogique :

$$G = 1326,56 \text{ KN}$$

$$Q = 199,88 \text{ KN}$$

- **L'effort normal ultime :**

$$N_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 2090,68 \text{ KN}$$

Les calculs montrent que le poteau F2 est le plus sollicité sous charges verticales

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

- 10% poteau interne voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- 15%... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

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

$$N_u^* = 1,1 N_{u1} = 3407,90 \text{ KN}$$

**Vérifications nécessaires :**

**a. Vérification à la compression :**

**Exemple de calcul (à la base du poteau F2)**

On doit vérifier que  $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\rightarrow B^{\text{calculé}} \geq \frac{3407,9 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,24 \text{ m}^2$$

Or  $B^{\text{adopté}} = 0,55 \times 0,55 = 0,3025 \text{ m}^2$

$\rightarrow B^{\text{adopté}} = 0,3025 \text{ m}^2 > B^{\text{calculé}} = 0,24 \text{ m}^2$  ..... condition vérifiée

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

**Tableau2.14. Vérification des poteaux à la compression**

Niveaux	$N_u^*$ (KN)	Sections (m <sup>2</sup> )	$B^{\text{adopté}} \geq B^{\text{calculé}}$ (m <sup>2</sup> )	Observation
Sous-sol	3407,9	0,55×0,55	0,3025 > 0,24	Vérifiée
RDC	3068,82	0,55×0,55	0,3025 > 0,217	Vérifiée
Etage 1	2797,68	0,50×0,50	0,25 > 0,197	Vérifiée
Etage 2	2545,79	0,50×0,50	0,25 > 0,179	Vérifiée
Etage 3	2293,91	0,45×0,45	0,2025 > 0,161	Vérifiée
Etage 4	2047,12	0,45×0,45	0,2025 > 0,144	Vérifiée
Etage 5	1800,35	0,45×0,45	0,2025 > 0,127	Vérifiée
Etage 6	1553,56	0,40×0,40	0,16 > 0,109	Vérifiée
Etage 7	1305,89	0,40×0,40	0,16 > 0,092	Vérifiée
Etage 8	1052,73	0,40×0,40	0,16 > 0,074	Vérifiée
Etage 9	794,14	0,35×0,35	0,1225 > 0,056	Vérifiée
Etage 10	534,11	0,35×0,35	0,1225 > 0,038	Vérifiée
Etage 11	268,62	0,35×0,35	0,1225 > 0,019	Vérifiée

**b. Vérification au flambement :**

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

$$N_u \leq \alpha \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $B_r = (b-2) \times (h-2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.
- $\alpha$  : coefficient réducteur en fonction de l'élançement.
- $A_s$  = section réduite comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$  tel que :  $L_f = 0,7 \times L_0$  : Longueur de flambement.

$L_0 =$  Hauteur du poteau = (hauteur plancher-plancher)

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

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

**Exemple de calcul :**

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du sous-sol)**

On a :  $L_0 = 3,60 \rightarrow L_f = 2,52\text{m}$

$B = 0,55 \times 0,55 = 0,3025 \text{ m}^2$

$B_r = (0,55 - 0,02)^2 = 0,2809 \text{ m}^2$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,55^4}{12} = 7,62 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0,159 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,52}{0,159} = 15,85 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{15,85}{35} \right)^2} = 0,816$$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_{u*}}{\alpha \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s}}$$

$$B_r^{cal} \geq \frac{3407,9 \times 10^{-3}}{0,816 \times \left( \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} = 0,189 \text{ m}^2$$

$B_r = 0,2809 \text{ m}^2 > B_r^{cal} = 0,189 \text{ m}^2$  ..... condition vérifiée

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de la vérification des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Taleau2.15. Vérification des poteaux au flambement**

Niveaux	$L_0$	$L_f$	$\lambda$	$\alpha$	$N_{u*}(\text{KN})$	$B_r \geq B_r^{cal} (\text{m}^2)$	Observation
Sous-sol	3,6	2,52	15,85	0,816	3407,64	$0,2809 > 0,189$	vérifiée
RDC	3,57	2,49	15,66	0,825	3407,82	$0,2809 > 0,173$	vérifiée
Etage 1	2,89	2,023	14,05	0,823	2797,68	$0,2304 > 0,154$	vérifiée
Etage 2	2,89	2,023	14,05	0,823	2545,79	$0,2304 > 0,141$	vérifiée
Etage 3	2,89	2,023	15,68	0,817	2293,91	$0,1849 > 0,128$	vérifiée
Etage 4	2,89	2,023	15,68	0,817	2047,12	$0,1849 > 0,114$	vérifiée
Etage 5	2,89	2,023	15,68	0,817	1800,35	$0,1849 > 0,1002$	vérifiée
Etage 6	2,89	2,023	17,59	0,809	1553,56	$0,1444 > 0,087$	vérifiée
Etage 7	2,89	2,023	17,59	0,809	1305,89	$0,1444 > 0,073$	vérifiée
Etage 8	2,89	2,023	17,59	0,809	1052,73	$0,1444 > 0,059$	vérifiée
Etage 9	2,89	2,023	17,16	0,812	794,14	$0,1089 > 0,044$	vérifiée
Etage 10	2,89	2,023	17,16	0,812	534,11	$0,1089 > 0,029$	vérifiée
Etage 11	2,89	2,023	17,16	0,812	268,62	$0,1089 > 0,015$	vérifiée

**c. Vérification des conditions du RPA99/2003 :**

$$\text{Zone IIa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \min(b,h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

**Tableau2.16.** Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau

Poteaux	55×55	50×50	45 ×45	40×40	35 ×35
$\min(b,h) \geq 25 \text{ cm}$	55	50	45	40	35
$\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	17,85	14,45	14,45	14,45	14,45
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	1	1	1	1	1
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**Conclusion :**

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, on adopte pour les éléments les sections suivantes :

**Tableau2.17.** Dimensions des différentes sections adoptées

Niveaux	SS + RDC	Etage 1,2	Etage 3,4,5	Etage 6,7,8	Etage 9,10,11
Poteaux	55× 55	50× 50	45× 45	40× 40	35× 35
Poutres principales	30 ×45				
Poutres secondaire					

# **Chapitre 3 :**

# **Calcul des éléments**

# **secondaires**

### 1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques

### 2. Calcul des planchers

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments : \*Poutrelles

\*Dalle de compression

#### 2.1 Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot

- **Méthode forfaitaire**

##### Conditions d'application

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$  ;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq \leq 1,25$
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N)
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

- **Méthode de Caquot**

##### Conditions d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

$$Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$$

##### Principe de la méthode

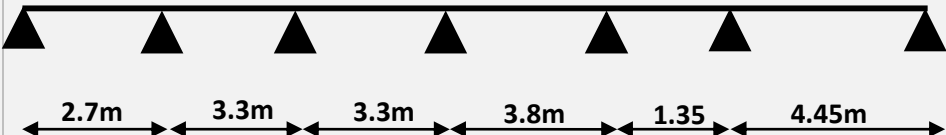

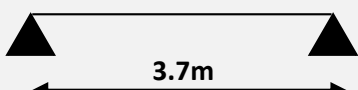
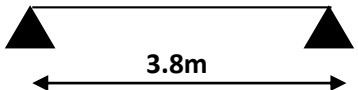
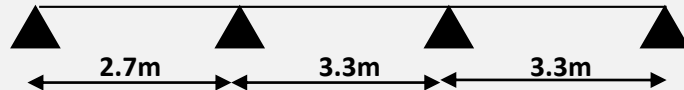


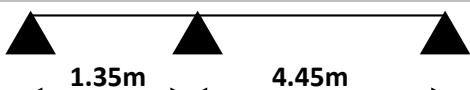
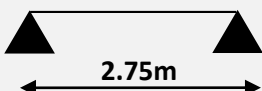
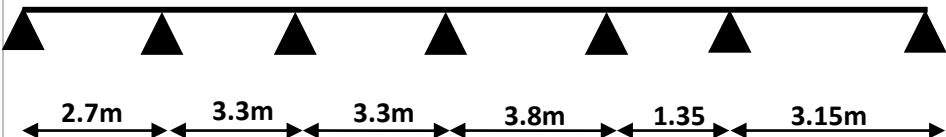
Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

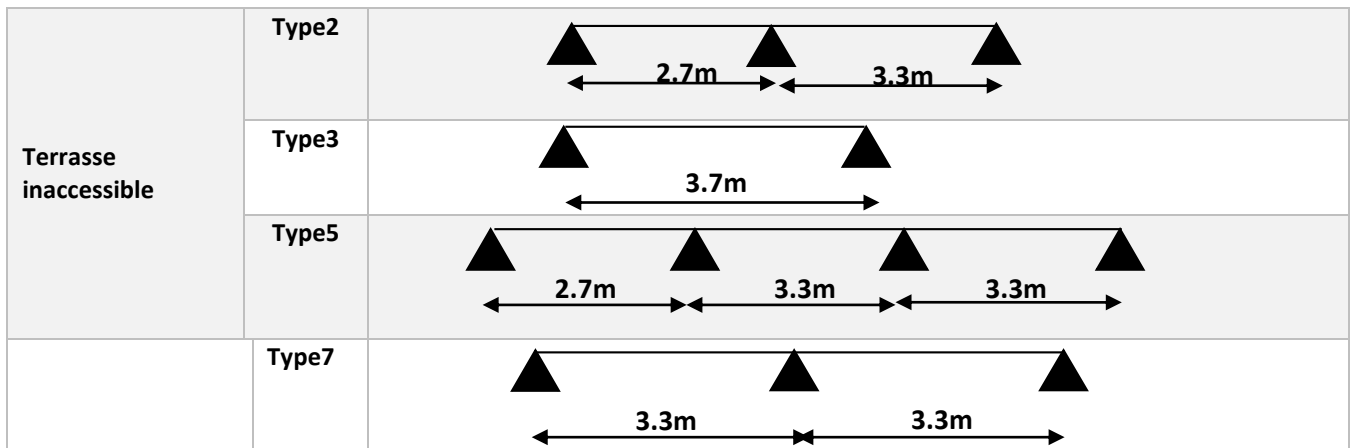
**Remarque**

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

**Types de poutrelles**

*Tableau 3.1. Types de poutrelles.*

Local	Type	Schémas statiques des poutrelles
Etage courant + RDC	Type1	
	Type2	
	Type3	
	Type4	
	Type5	
	Type6	
	Type7	
	Type8	
	Type9	
	Type10	



Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Tableau 3.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Statut	Méthode adoptée
Types 2, 5, 6, 7	1. $Q \leq \min(2G ; 5KN)$ 2. $l=cst$ (même corps creux)	Vérifié	Forfaitaire
Types 1, 8, 10	3. $\frac{l_i}{l_{i+1}} \in (0.8 ; 1.25)$	$\frac{l_i}{l_{i+1}} = 0.30 * < 0.8 \rightarrow$ Non vérifié	Caquot minoré
Types 3, 4, 9	Isostatique		

2.2 Calcul des charges revenant aux poutrelles

ELU :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \rightarrow q_u = 0.65 \times P_u$  ; ELS :  $P_s = G + Q \rightarrow q_s = 0.65 \times P_s$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.3. Charges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	Charges revenant sur le plancher (KN/m)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
				ELU	ELS	
Plancher commerce	5.41	5	0.65	ELU	14.803	9.62
				ELS	10.41	6.76
Plancher étage courant	5.41	1.5	0.65	ELU	9.55	6.21
				ELS	6.91	4.49

Exemple d'application de la méthode forfaitaire

❖ La poutrelle type (1) à l'étage courant (Poutrelle continue)



- $P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.55 \text{ KN/m}^2$
- $P_s = G + Q = 6.91 \text{ KN/m}^2$
- $q_u = 9.55 \times 0.65 = 6.21 \text{ KN/m}$
- $q_s = p_s \times 0.65 = 4.49 \text{ KN/m}$



Figure 3.1 Poutrelle type (1)

✓ **Moments isostatique**

**A L'ELU :**

Travée A-B :  $M_0^{AB} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{6.21 \times 2.7^2}{8} = 5.66 \text{ KN.m}$

Travée B-C :  $M_0^{BC} = \frac{q_u \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{6.21 \times 3.3^2}{8} = 8.45 \text{ KN.m}$

**A'ELS :**

Travée A-B :  $M_0^{AB} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{4.49 \times 2.7^2}{8} = 4.09 \text{ KN.m}$

Travée B-C :  $M_0^{BC} = \frac{q_s \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{4.49 \times 3.3^2}{8} = 6.11 \text{ KN.m}$

✓ **Moments aux appuis**

**Appuis de rives**

$M_A = M_C = 0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif.  $M_a = -0.15M_0$

Avec :  $M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC})$  :  $\begin{cases} M_0^U = 8.45 \text{ KN.m} \\ M_0^S = 6.11 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow$

ELU:  $M_A^U = M_C^U = -1.27 \text{ KN.m}$

ELS:  $M_A^S = M_C^S = -0.91 \text{ KN.m}$

**Appuis intermédiaires**

ELU :  $M_B^U = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 8.45 = -5.07 \text{ KN.m}$

ELS :  $M_B^S = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 6.11 = -3.66 \text{ KN.m}$

**Le moment en travée MAX se trouve dans la travée 2**

**Moments en travée** :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.217 \Rightarrow \{1 + 0.3\alpha = 1.065 ; 1.2 + 0.3\alpha = 1.265\}$

**A L'ELU**

Travée(BC) : **L = 3.3**

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.265}{2}\right) \times 8.45 = 5.34 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.065 \times 8.45 - \left(\frac{6.20}{2}\right) = 6.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_t = 6.46 \text{ KN.m}$

**A L'ELS**

Travée(BC) : **L = 3.3m**

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.265}{2}\right) \times 6.11 = 3.86 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.065 \times 6.11 - \left(\frac{3.66}{2}\right) = 4.679 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc  $M_{ts} = 4.679 \text{ KN.m}$

**L'effort tranchant**

Travée(AB) : **L = 2.70m**

$V_A = \left(\frac{6.21 \times 2.7}{2}\right) = 8.38 \text{ KN}$  ;  $V_B = -1.1 \left(\frac{6.21 \times 2.7}{2}\right) = -9.64 \text{ KN}$

Travée (BC) :  $L = 3.30\text{m}$

$$V_C = -\left(\frac{6.21 \times 3.30}{2}\right) = -10.24 \text{ KN} ; V_B = 1.1 \left(\frac{6.21 \times 3.30}{2}\right) = 11.78 \text{ KN}$$

**Exemple d'application de la méthode Caquot minoré étage courant :**

Pour la méthode de Caquot minoré

$$G' = \frac{2}{3}G \Rightarrow \begin{cases} \text{étage commerce : } G' = 3.606\text{KN} \\ \text{étage courant : } G' = 3.606\text{KN} \end{cases} \\ \Rightarrow \{q'_u = 4.626\text{KN/m}$$

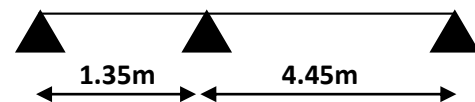


Figure 3.2. Poutrelle type (8)

✓ **Moment isostatique**

**A L'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{q'_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{4.626 \times 1.35^2}{8} = 1.054 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{q'_u \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{4.626 \times 4.45^2}{8} = 11.4\text{KN.m}$$

**A L'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{q'_s \cdot L_{AB}^2}{8} = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{q'_s \cdot L_{BC}^2}{8} = 8.22\text{KN.m}$$

**Longueur fictives**

$$L_g = L_g = 1.35\text{m} ; L_d = L_d = 4.45 \text{ m}$$

✓ **Moment aux appuis**

**Appuis de rives**

$M_A = M_C = 0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif.  $M_a = -0.15M_0$

$$\text{ELU: } M_A^U = M_C^U = -1.71 \text{ KN.m} ; \quad \text{ELS: } M_A^S = M_C^S = -1.23\text{KN.m}$$

**Appuis intermédiaires**

$$M_b = \frac{qg \cdot l_g^3 + qd \cdot l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$\text{ELU: } M_b = -8.501 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_b = -6.098 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \\ M_0(x) = \frac{qu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{li}{2} - \frac{Mg - Md}{qu \times li}$$

$$\text{Travée AB : } X = 0.339 \text{ m}$$

$$\text{Travée BC : } X = 2.533 \text{ m}$$

$$\text{ELU: } M_T^{BC} = 11.415 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU: } M_T^{AB} = 0.357 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_T^{BC} = 8.279 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_T^{AB} = 0.245 \text{ KN.m}$$

## ✓ Effort tranchant

$$V_u = \frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d + M_g}{l_i}$$

## ▪ Travée AB

$$V_A = \frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d + M_g}{l_i} = -2.105 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d + M_g}{l_i} = -10.489 \text{ KN}$$

## ▪ Travée BC

$$V_B = \frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d + M_g}{l_i} = 15.728 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{qu \times l_i}{2} + \frac{M_d + M_g}{l_i} = -11.907 \text{ KN}$$

**2.3 Ferrailage des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple voir figure (2.2). Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :  $b_0 = 10 \text{ cm}$ ,  $h_t$  : hauteur total de la dalle = 21 cm,  $h_0$  : hauteur de la dalle de compression  $h_0 = 5 \text{ cm}$ ,  $h_{cc}$  : hauteur du corps creux = 16 cm,  $l$  : entre axe des poutrelles = 65 cm.  $L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m}$  et  $d = 18 \text{ cm}$ .

Les sollicitations maximales dans les poutrelles de l'étage courant sont

A l'ELU:  $M_t = 15.189 \text{ KN.m}$  ;  $M_a^{\text{intr}} = -8.501 \text{ KN.m}$  ;  $M_a^{\text{rive}} = -2.3 \text{ KN.m}$  ;  $V_u = 15.73 \text{ KN}$

A l'ELS:  $M_t = 10.98 \text{ KN.m}$  ;  $M_a^{\text{intr}} = -6.01 \text{ KN.m}$  ;  $M_a^{\text{rive}} = -1.67 \text{ KN.m}$

**Calcul à l'ELU****A. Armatures longitudinales**

## ✓ Ferrailage en travées :

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right), \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad d = 0.9 \times h_t = 18 \text{ cm}.$$

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.55 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 49.98 \text{ KN.m} > M_u = 15.189 \text{ KN.m}.$$

Alors la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression et on fait un calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h_t$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.189 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55 \times 0.18^2} = 0.06 < 0.186 \text{ (pivot A)}.$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}, \alpha_l = 0.668, \mu_l = 0.392.$$

$$\mu_{bu} = 0.0371 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée} \text{ Dans ce cas : } \varepsilon_l < \varepsilon_s < 10 \text{ ‰}.$$

La section d'armature en travée est définie par  $A_T = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$ ,  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.077, z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.174 \text{ m}$$

$$\text{A.N.: } A_T = \frac{15.189 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 2.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

**Choix** : on choisit **2HA10+1HA12 = 2.70 cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité**  $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$ ,  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

$$A_T = 2.70 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \times 0.55 \times 0.18 \frac{2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Ferraillage en appuis intermédiaires** :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{8.501 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.184 < 0.186 \text{ (pivot A)} \quad \mu_{bu} = 0.184 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.257, z = 0.161 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{8.501 \times 10^{-3}}{0.161 \times 348} = 1.51 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

**Choix** : on choisit **2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité**  $A_a \geq A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{intr} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \frac{2,1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **Ferraillage en appuis de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{2.3 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.05 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \mu_{bu} = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.064, z = 0.175 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{2.3 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.377 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**Choix** : on choisit **1HA10 = 0.79 cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité**  $A_a \geq A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$ .

$$A_{rive} = 0.79 \geq A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \frac{2,1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

**B. Armatures transversales BAEL91/99 (Art 5.1.2.2)**

$$\Phi \geq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{min}; \frac{b_0}{10}\right); \quad \Phi \geq \min\left(\frac{210}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) = 6 \text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec : **At = 2 Φ6 = 0.57 cm<sup>2</sup>**

**Vérification à L'ELU**

• **Vérification de risque de rupture par cisaillement CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u, \quad F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right] = \min\left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}}$$

$$\text{A.N.: } \tau_u = \frac{15.73 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} . \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

• **Vérification de l'espacement «  $S_t$  »**

On fixe  $A_t = \text{étrier } \phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$1) \quad S_t \leq \min[0.9 \times d, 40 \text{ cm}] \Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \quad 2) \quad S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} .$$

$\rightarrow S_t \leq \min(S_{t(1)}, S_{t(2)}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$  . Alors, On utilise  $A_t = \text{étrier } \phi_6$  chaque  $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Vérification des armatures longitudinales**

**Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{V_s}{f_e} \times V_u^{max} , \quad A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.70 + 0.79 = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.49 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times 15.73 \times 10^{-3} = 0.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{V_s}{f_e} \times \left( V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) , \quad A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.70 + 1.57 = 4.27 \text{ cm}^2 .$$

$$A_l = 4.27 \geq \frac{1.15}{400} \left( 15.73 \times 10^{-3} + \frac{(-8.501 \times 10^{-3})}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.04 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de la bielle**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \rightarrow V_u \leq 0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

Avec :  $a = \min[0.9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$  ,  $a = \min[16.2 \text{ cm} , 26 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}$ .

A.N :  $V_u = 15.73 < 108.135 \text{ KN} \rightarrow$  La bielle est vérifiée

• **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 \times V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u , \quad b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 22.5 \text{ cm} , \quad \tau_u^1 = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**Vérification à L'ELS**

• **Vérification des contraintes**

**Tableau 3.4.** Vérification des contraintes

Type	Position	$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
La poutrelle type (1)	Travée	10.98	4.48	9049.8	5.43 < 15	Vérifiée
	Appuis	-6.098	3.52	5737.43	3.74 < 15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

$$1) \quad h \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \times l \rightarrow 20 \text{ cm} > 22.25 \text{ cm} \rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$2) \quad A \geq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow 2.36 \text{ cm}^2 > 1.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$3) l \leq 8 m \rightarrow 4.45m < 8m \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc on doit vérifier la flèche de la poutrelle qui a une travée de  $L = 4.45m$

### Vérification de la flèche pour la poutrelle

#### Evaluation des charges

$$j = 2.85 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_j = 0.65 \times 2.85 = 1.853 \text{ KN/ml}$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{Revêtement}}) = 5.41 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_g = 0.65 \times 5.41 = 3.51 \text{ KN/ml}$$

$$p = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 5.41 + 1.5 = 6.91 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_p = 0.65 \times 6.91 = 4.49 \text{ KN/ml}$$

#### Evaluation des moments

$$\text{Moment correspondant à } q_j \quad M_j = \left( \frac{q_j \times l^2}{8} \right) = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } q_g \quad M_g = \left( \frac{q_g \times l^2}{8} \right) = 7.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } q_p \quad M_p = \left( \frac{q_p \times l^2}{8} \right) = 8.89 \text{ KN.m}$$

#### Propriétés de la section

Position de l'axe neutre :  $y = 4.46 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène avec  $Y_G = 4.46 \text{ cm}$

$$I_0 = (b/3) y_G^3 + b_0 (h - y_G)^3 / 3 - (b - b_0) (y_G - h_0)^3 / 3 + 15(A (d - y_G)^2 + A' (d - y_G)^2) ; I_0 = 18057 \text{ cm}^4$$

$$I = 9051.4 \text{ cm}^4 \text{ le pourcentage d'armatures tendues : } \rho = \frac{A_T}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{20 \times 19} = 0.089$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} \quad , \text{Déformation instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 \times \lambda_i \quad , \text{Déformation différée} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 2.75 \\ \lambda_v = 1.1 \end{array} \right.$$

#### Modules de déformation longitudinale instantanée et différé du béton

$$E_i = 11000 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} \rightarrow E_i = 32456.6 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad E_v = \frac{E_i}{3} \rightarrow E_v = 10818.9 \text{ MPa}$$

#### Calcul des contraintes

$$\text{Contrainte correspondant à } q_j \quad \sigma_j = \frac{15 \times M_j (d - y)}{I} = 83.51 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte correspondant à } q_g \sigma_g = \frac{15 \times M_g(d-y)}{I} = 158.57 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte correspondant à } q_p \sigma_p = \frac{15 \times M_p(d-y)}{I} = 198.44 \text{ MPa}$$

**Calcul des coefficients**

$$\text{Coefficient correspondant à } q_j \mu_j = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} \right] = 0.483$$

$$\text{Coefficient correspondant à } q_g \mu_g = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} \right] = 0.683$$

$$\text{Coefficient correspondant à } q_p \mu_p = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right] = 0.738$$

**Calcul des inerties fictives**

$$I \text{ correspondant à } q_{ji} \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} I_{ji} = 8529.6 \text{ cm}^4 ; I \text{ correspondant à } q_{gi} \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} I_{gi} = 6897.1 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ correspondant à } q_{gv} \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} I_{gv} = 11337 \text{ cm}^4 ; I \text{ correspondant à } q_{pi} \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} I_{pi} = 6552 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches**

**Tableau 3.5. Vérification de la flèche.**

$f_{gv}$	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{gv}}$	11.41 mm
$f_{ji}$	$\frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ji}}$	2.66 mm
$f_{pi}$	$\frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{pi}}$	8.28 mm
$f_{gi}$	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{gi}}$	6.25 mm
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	10.78 mm
$f_{admissible}$	$\frac{456}{500}$	9.12 mm

**Commentaire :** La flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage juste à

$$A_t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ on trouve}$$

Tableau3.6. Vérification de la flèche

Niveaux	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f < f_{adm}$ (mm)	Obs.
Etage commerce	1.41	3.08	6.34	6.73	8.58 < 8.9	Vérifiée
Etage courant	1.42	3.08	4.02	6.73	6.25 < 8.9	Vérifiée
Terrasse inaccessible	1.76	4.82	5.78	9.15	8.36 < 8.9	Vérifiée

Schémas de ferrailage :

Le tableau ci-joint résume les schémas de ferrailage de la poutrelle continue dans tous les niveaux

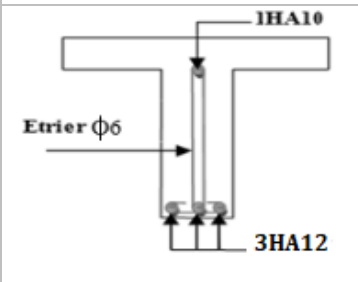
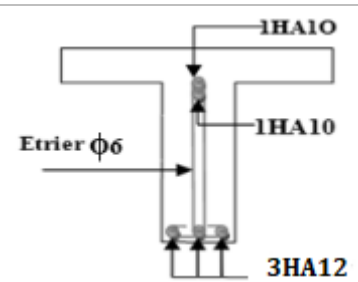
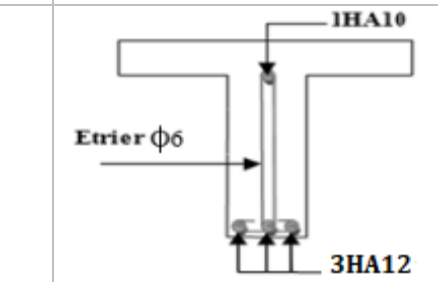
Tableau3.7. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux

Types	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage commerce			
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

- Pour la poutrelle L= 4.45m :



Tableau3.8. Schémas de ferrailage de la poutrelle L =4.45m

Types	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Travée 4.45 m			

Ferrailage de la dalle de compression selon le CBA (ART B.6.8.4.3.)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \times 100 = 1.11 \text{ cm}^2/\text{mL} \\ A_{II} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{mL} \end{array} \right. \text{ Soit : } \begin{cases} A_{\perp} = 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow st = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \\ A_{II} = 4\phi 6/\text{ml} \Rightarrow st = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc, on adopte un treillis soudé de mailles (150×150) mm<sup>2</sup>

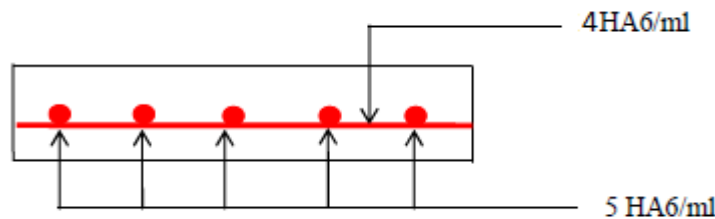


Figure3.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3. Etudes des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

L<sub>x</sub> : la plus petite dimension du panneau

L<sub>y</sub> : la plus grande dimension du panneau

1. Dalle sur 2 appuis :

L<sub>x</sub> = 1,5 m ; L<sub>y</sub> = 2,7 m ; G = 5,31 KN/m<sup>2</sup> ; Q= 3,5 KN/m<sup>2</sup>

P<sub>u</sub> = (1.35G+1.5Q) × 1ml = 12,42 KN/ml

P<sub>s</sub> = (G+Q) × 1ml = 8,81 KN/ml

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{270} = 0,55 > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens

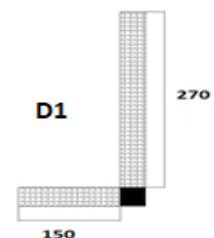


Figure3.4. Dalle sur 2 appuis

• Les sollicitations :

➤ **A l'ELU** : On tire la valeur μ<sub>x</sub> et μ<sub>y</sub> du tableau de l'annexe 3 :

$$\rho = 0,55 \begin{cases} \mu_x = 0,0894 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 2,5 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0,625 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m « **b=1m** »

**Moment en travée :**

$$\{M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 2,5 = 2,125 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 0,625 = 0,531 \text{ KN.m}\}$$

$$\text{Moment en appuis } \{M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_{ox} = -0,75 \text{ KN.m}\}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_x = \frac{P_u}{2} L_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 6,21 \text{ KN} ; V_y = \frac{q_u}{2} L_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 5,54 \text{ KN}$$

➤ **A'ELS :** On tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  du tableau de l'annexe :

$$\rho = 0,55 \begin{cases} \mu_x = 0,0936 \\ v = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 1,85 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0,173 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m « **b=1m** »

**Moment en travée :**

$$\{M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 1,57 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 0,147 \text{ KN.m}\}$$

$$\text{Moment en appuis } \{M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_{ox} = -0,471 \text{ KN.m}\}$$

- **Ferrailage :** Le calcul ce fait à la flexion simple pour une section  $b \times h = (1 \times 0,15) \text{ m}^2$

$$\text{en travée } \begin{cases} \text{Sens xx } \mu_{bu} = 0,0088 ; \alpha = 0,011 ; z = 0,129 \text{ m} ; A_{cal} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens yy } \mu_{bu} = 0,0022 ; \alpha = 0,0028 ; z = 0,129 \text{ m} ; A_{cal} = 0,12 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{En appuis } \{ \mu_{bu} = 0,0031 ; \alpha = 0,0039 , z = 0,13 \text{ m} , A_{cal} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \}$$

- **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

**En travée :**

$$\text{-Sens x-x } \rho > 0,4 \text{ et } e > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \text{ Pour } F_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$A_{min}^x = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,55) \times 1 \times 0,15 = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{min}^x > A_{cal} \text{ la condition de non fragilité est vérifiée}$$

$$\Rightarrow A_{adop} = \mathbf{4HA10} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{-Sens y-y } \rho > 0,4 \text{ et } e > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{min}^y > A_{cal} \Rightarrow \text{On}$$

ferraille avec  $A_{min} \Rightarrow A_{adop} = \mathbf{4HA10} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**En appuis :**

$$A_{min}^a = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{min}^a > A_{cal} \text{ La condition n'est pas vérifiée, donc on}$$

ferraille avec  $A_{min}^a \Rightarrow A_{adop} = \mathbf{4HA10} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- **Cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,048 \text{ MPa}, \bar{\tau}_u = (0,07 \times f_{c28}) / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,048 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

• **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :** présentées dans le tableau suivant :

**Tableau 3.9.** Vérification des contraintes à l'ELS du panneau D1

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
x-x	1,57	3,06	5608,7	0,86 < 15	Vérifié	41,92 < 201,63	Vérifié
y-y	0,147	3,06	5608,7	0,081 < 15	Vérifié	3,92 < 201,63	Vérifié
En appuis	0,052	3,06	5608,7	0,307 < 15	Vérifié	14,79 < 201,63	Vérifié

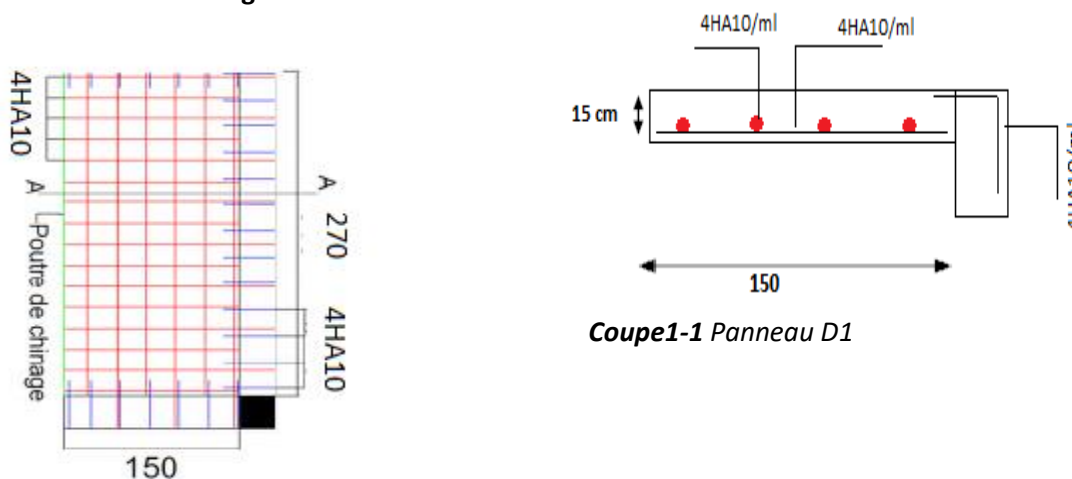
- **Etat limite de déformation :** selon l'Art B.7.5 du BAEL99 le calcul de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiées :

$$\text{Sens x-x} \begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \max\left(\frac{0,85M_0}{20 \times M_0}; \frac{3}{8}\right) = 0,0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 1,55 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y} \begin{cases} \frac{h}{l_y} = \frac{15}{270} = 0,055 \geq \max\left(\frac{0,85M_0}{20 \times M_0}; \frac{3}{8}\right) = 0,0425 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3,14 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 1,55 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées.

• **Schéma de ferrailage :**



**Figure 3.5.** Schéma de ferrailage du panneau D1

Pour les autres types on les a résumés dans les tableaux ci-dessous

**Tableau 3.10.** Calcul des sollicitations des panneaux de dalles  $\rho \geq 0,4$ 

Type	ELU						ELS			
	$M_t^x$ (KN.m)	$M_t^y$ (KN.m)	$M_a^x$ (KN.m)	$M_a^y$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_t^x$ (KN.m)	$M_t^y$ (KN.m)	$M_a^x$ (KN.m)	$M_a^y$ (KN.m)
D2	2,49	0,62	0,88	0,22	6,61	5,94	1,83	0,20	0,65	0,07
D4	4,56	1,14	2,68	0,402	8,69	4,84	3,34	0,34	1,96	0,119
D6	33,06	3,04	11,67	1,07	7,45	/	23,45	2,16	8,28	0,76
D8	1,96	0,49	1,15	0,174	5,54	6,49	0,15	0,0018	0,09	0,0063

Pour les types de dalles qui travaillent dans un seul sens :

**Tableau 3.11.** Calcul des sollicitations des panneaux de dalles  $\rho \leq 0,4$ 

Type	ELU				ELS		
	$q_u$ (KN/m)	$P_u$ (KN/m)	$M$ (KN.m)	$V_u$ (KN)	$q_s$ (KN/m)	$P_s$ (KN/m)	$M_s$ (KN.m)
D3	12,42	1,35	7,56	13,77	8,81	1	5,41
D5	10,92	0	12,28	16,38	7,81	0	8,79
D10	8,67	0	9,75	13,01	6,31	0	7,09
D9	12,42	1,35	8,99	15,01	8,81	1	6,81
D7	12,42	1,35	15,99	19,98	8,81	1	11,41

$G = 5,31 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q_{T.I} = 1 \text{ KN/m}^2$ ;  $P = 1 \text{ KN}$ ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

### Ferraillage

**Tableau 3.12.** Calcul de ferraillage des dalles  $\rho \geq 0,4$ 

Type	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
D2	X-X	2,49	0,0104	0,0131	0,129	0,55	1,53	4HA10=3,14
	Y-Y	0,62	0,0026	0,0032	0,129	0,13	1,2	4HA10=3,14
	Appui	0,88	0,0037	0,0045	0,129	0,19	1,53	4HA10=3,14
D4	X-X	4,56	0,0191	0,024	0,129	1,02	1,51	4HA10 =3,14
	Y-Y	1,14	0,0048	0,0059	0,129	0,25	1,2	4HA10 =3,14
	Appui	2,68	0,0112	0,0141	0,129	0,6	1,2	4HA10 =3,14
D8	X-X	1,96	0,0082	0,0103	0,129	0,44	1,56	4HA10=3,14
	Y-Y	0,49	0,0021	0,0025	0,129	0,12	1,2	4HA10=3,14
	Appui	1,15	0,0048	0,0060	0,129	0,25	1,56	4HA10=3,14

**Tableau 3.13.** Calcul de ferraillage des dalles  $\rho \leq 0,4$ 

Type	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	$A_{répartition}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
D3	7,56	0,0318	0,0401	0,128	1,7	1,57	4HA10=3,14	25	4HA10=3,14	25
D5	12,28	0,0513	0,0658	0,126	2,79	1,57	4HA12=4,52	25	4HA10=3,14	25
D6	33,06	0,1381	0,1865	0,120	7,9	1,2	7HA14=10,78	15	4HA10=3,14	25
D7	15,99	0,0668	0,0865	0,126	3,66	1,57	4HA12=4,52	25	4HA10=3,14	25
D9	8,99	0,0375	0,0478	0,127	2,02	1,57	4HA10=3,14	25	4HA10=3,14	25
D10	8,67	0,0362	0,0461	0,128	1,95	1,57	4HA10=3,14	25	4HA10=3,14	25

Vérification de l'effort tranchant :

**Tableau 3.14.** Vérification de l'effort tranchant des dalles

Type	$V_u$ (KN)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs.
D2	6,61	0,051 < 1,15	Vérifiée
D3	13,77	0,106 < 1,15	Vérifiée
D4	8,69	0,067 < 1,15	Vérifiée
D5	16,38	0,126 < 1,15	Vérifiée
D6	7,45	0,057 < 1,15	Vérifiée
D7	19,98	0,154 < 1,15	Vérifiée
D8	6,49	0,049 < 1,15	Vérifiée
D9	15,01	0,115 < 1,15	Vérifiée
D10	13,01	0,101 < 1,15	Vérifiée

Vérification à l'ELS

**Tableau 3.15.** Vérification des contraintes à l'ELS des dalles

Type	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
D2	X-X	1,83	3,05	5608,7	0,999<15	Vérifiée	48,69<201,63	Vérifiée
	Y-Y	0,19	3,05	5608,7	0,109<15	Vérifiée	5,29<201,63	Vérifiée
	Appui	0,65	3,05	5608,7	0,353<15	Vérifiée	17,18<201,63	Vérifiée
D3		5,41	3,05	5608,7	2,94<15	Vérifiée	143,82<201,63	Vérifiée
D4	X-X	3,34	3,05	5608,7	1,825<15	Vérifiée	88,93<201,63	Vérifiée
	Y-Y	0,34	3,05	5608,7	0,185<15	Vérifiée	9,01<201,63	Vérifiée
	Appui	0,471	3,05	5608,7	0,644<15	Vérifiée	52,31<201,63	Vérifiée
D5	/	7,81	3,46	7087,2	4,79 < 15	Vérifiée	177,50 < 201,63	Vérifiée
D6	/	23,45	5,06	14513	8,19 < 15	Vérifiée	192,34<201,63	Vérifiée
D7	/	11,41	3,92	8995,2	4,97 < 15	Vérifiée	172,71 < 201,63	Vérifiée
D8	X-X	1,53	3,05	5608,7	0,083 < 15	Vérifiée	4,07 < 201,63	Vérifiée
	Y-Y	0,002	3,05	5608,7	0,001 < 15	Vérifiée	0,049 < 201,63	Vérifiée
	Appui	0,054	3,05	5608,7	0,029 < 15	Vérifiée	1,44 < 201,63	Vérifiée
D9	/	6,81	3,05	5608,7	3,71 < 15	Vérifiée	181,03 < 201,63	Vérifiée
D10	/	7,09	3,05	5608,7	3,87 < 15	Vérifiée	188,48 < 201,63	Vérifiée

4. Etude des escaliers :

4.1 Escalier à quatre volée :

✓ Etude des volées 7 et 9

$$F_y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B = 2.6Q_{Pu} + 0.9Q_{Vu} \quad \begin{cases} Q_{vu} = 14.78 \text{KN/m}^2 \\ Q_{Pu} = 10.65 \text{KN/m}^2 \end{cases} \begin{cases} Q_{vs} = 10.67 \text{KN/m}^2 \\ Q_{Ps} = 7.61 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

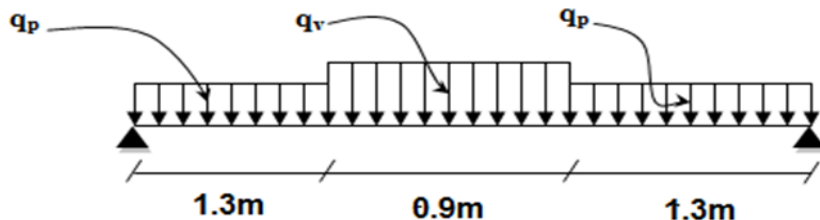


Figure 3.6. Schéma statique du chargement sur le palier et la volée

$$\Rightarrow R_A + R_B = 41 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow 3.5R_B - 10.65 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 0.9 + 1.3\right) - 14.78 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 1.3\right) - 10.65 \times 1.3^2/2$$

$$R_{Bu} = \frac{71.74}{3.5} = 20.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} R_{Bu} = 20.5 \text{ KN} \\ R_{Au} = 20.5 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{A l'ELS} \begin{cases} R_{Bs} = 14.69 \text{ KN} \\ R_{As} = 14.69 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations** La poutre étudiée est isostatique le calcul des sollicitations se fait par la méthode des sections (RDM) les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus

$$\{M_t^u = 0.75M_0^u, \quad M_a^u = -0.5M_0^u\}$$

Tableau 3.16. Les sollicitations maximales dans la volée.

	Réactions(KN)		M <sup>MAX</sup> (KN.m)		V <sup>max</sup>	M <sub>0</sub> <sup>max</sup>
	A	B	Travée	Appui		
<b>ELU</b>	20.5	20.5	14.36	-9.57	20.5	19.15
<b>ELS</b>	14.69	14.69	10.30	-6.87	/	13.745

• **Ferraillage**

$$d = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{MPa} ; b = 1 \text{m} ; f_{st} = 348 \text{MPa}$$

Tableau 3.17. Calcul du ferraillage d'escalier.

Position	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>Adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Travée</b>	14.36	0.07	0.09	0.116	3.56	1.45	4HA12=4.52	25
<b>Appuis</b>	-9.57	0.047	0.06	0.117	2.35	1,45	4HA10=3.14	25

Armatures de répartitions On a des charges réparties  $\Rightarrow R_{répartitions} \Rightarrow \frac{A_{principales}}{4}$

- En travée :  $A_{rép}=1.13\text{cm}^2/\text{ml}$  soit  $A_{rép}=3\text{HA}8 \Rightarrow A_{rép}=1.51\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $St=33\text{cm}$
- En appuis :  $A_{rép}=0.78\text{cm}^2/\text{ml}$  soit  $A_{rép}=3\text{HA}8 \Rightarrow A_{rép}=1.51\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $St=33\text{cm}$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{\max}=20.5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \quad \tau_u = \frac{20.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.171 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA} \Rightarrow \text{pas de risque de}$$

cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc on à vérifier les

contraintes :  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections  $\begin{cases} M_t^s = 0.85 M_s^{\max} = 10.84 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.4 M_s^{\max} = -5.10 \text{ KN.m} \end{cases}$

la vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau3.18. Vérification des contraintes**

Position	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Travée	10.30	3.41	6324.6	5.55 < 15	Vérifiée
Appuis	-6.87	2.92	4713.1	4.25 < 15	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

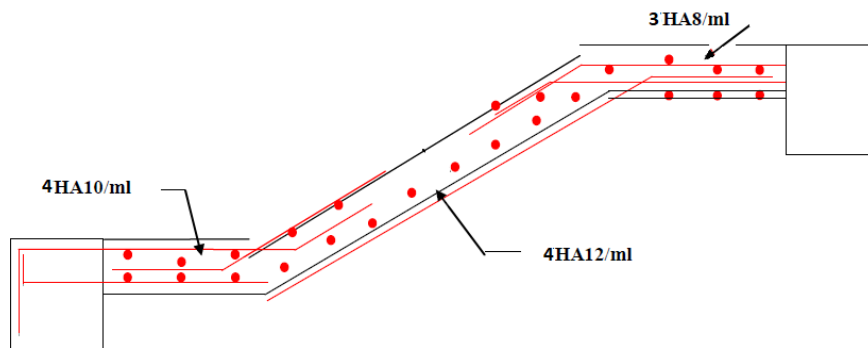
$e \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}) \times l \rightarrow e=15\text{cm} > 13.81\text{cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 4.52\text{cm}^2 < 12.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots$  Vérifiée

$L = 3.25\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$  Vérifiée

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

**Schéma de ferrailage des volées 7 et 9 :**



**Figure3.7. Schéma de ferrailage des volées 7 et 9**

✓ Etude de la volée 8 (partie console)

Donc  $\{G_{v2} = 8.176\text{KN/m}^2, Q_{v2} = 2.50\text{KN/m}^2\}$

**Combinaisons de charges**

A l'ELU  $\{q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) = 14.78 \text{ KN/m}^2\}$

A l'ELS  $\{q_{vs} = (G_v + Q_v) = 10.67\text{KN/m}^2\}$

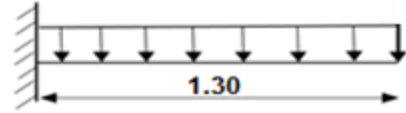


Figure 3.8. Schéma statique de la volée 8

**Calcul des sollicitations**

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\left(\frac{14.78 \times 1.30^2}{2}\right) = -12.49 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -\left(\frac{10.67 \times 1.30^2}{2}\right) = -9.02 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l = 14.78 \times 1.30 = 19.22 \text{ KN}$$

**Ferraillage**

Tableau 3.19. Calcul de ferraillage de la volée 8

M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> /ml)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
12.49	0.061	0.079	0.116	3.09	1.45	4HA12=4.52	25

• **Armatures de répartition**

$A_{rep} = A/3 = 4.52/3 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  Soit  $A_{rep} = 4HA10 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de l'effort tranchant :  $V^{max} = 19.22 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.160 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Vérification à l'ELS**

Tableau 3.20. Vérification à l'ELS

Zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Travée	-9.02	3.41	6324.6	4.86 < 15	Vérifiée

**Vérification à la flèche**

$e = 15 \text{ cm} > 7.25 \text{ cm}$ ,  $A = 4.52 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2$  la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Schéma de ferraillage de la volée 2**



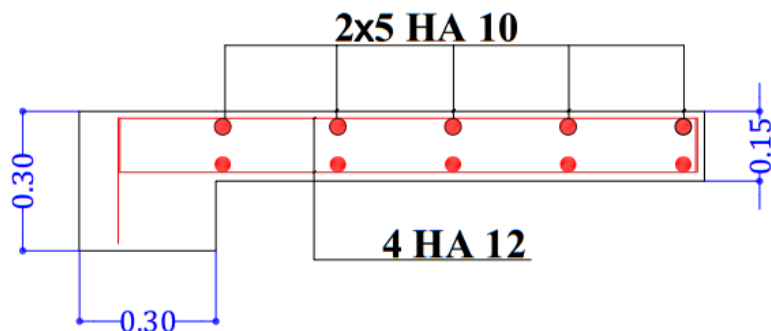


Figure 3.9. Schéma de ferrailage de la volée 8

✓ Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui se calcule à la flexion simple et à la torsion. Elle est soumise à son poids propre, les charges transmises par la volée sous forme de réaction d'appui ainsi qu'au moment de torsion et le poids du mur qu'elle supporte.

**Pré-dimensionnement** : il se fait en selon la condition de la flèche tout en respectant les exigences du RPA99/2003

**Selon la condition de la flèche**

$$L = 1.28 + \sqrt{1.20^2 + 0.85^2} + 1.29 \Rightarrow L = 4.04 \text{ m}$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{404}{15} \leq h \leq \frac{404}{10}$$

$$\Rightarrow 26.93 \text{ cm} \leq h \leq 40.4 \text{ cm}$$

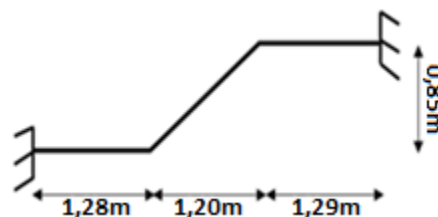


Figure 3.10. Schéma statique de la poutre brisée

**Vérification des Exigences du RPA 99/2003**

$= 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ,  $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 < 4$ ; Les conditions sont vérifiées donc on opte pour  $\{h = 30 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}\}$

**Les charges sur la poutre** : Poids propre de la poutre :  $g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$ .

Poids de mur :  $p_m = G_m \times h_m = 2,4 \times 1,23 = 2,952 \text{ KN/ml}$ .

La charge transmise par l'escalier : ELU:  $R_B = 19,72 \text{ KN}$  ; ELS:  $R_B = 14,16 \text{ KN}$

$$\text{Alors } \begin{cases} q_u = 1.35(g_0 + p_m) + R_B = 1.35(2.25 + 2.952) + 20.5 = 27.52 \text{ KN/ml.} \\ q_s = g_0 + R_B = 2.25 + 2.952 + 14.69 = 19.89 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

**Les sollicitations** : la poutre est semi encastré donc on doit corriger les moments comme suit

$$\text{ELU : } M_0^{\text{max}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.52 \times 4.04}{8} = 56.15 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 47.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 \times M_0 = -22.46 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.15 \times 3.93}{2} = 55.59 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } M_0 = 40.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 34.49 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -16.23 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage à la flexion simple**

- **Armatures longitudinales**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 3.21.** Calcul de ferraillage de la poutre brisée

	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	47.72	0.142	0.192	0.258	5.31	1.01
<b>En appuis</b>	22.46	0.067	0.087	0.27	2.39	1.01

- **Vérification à L'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{55.59}{0.3 \times 0.28} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa, FPN} . \text{ C'est vérifié.}$$

**L'espacement  $S_t$**  : On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  et on calcul

$$\text{Armatures Transversales } A_t \geq (0.4 \times b \times S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2. \text{ Avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$  pivot A : On a pas besoin d'armatures comprimés.

$$M^t = M_{escalier}^{appui} = 9.57 \text{ KN.m} ; \text{ Le moment de torsion est maximum}$$

à l'encastrement

$$M_T = M^t \times \frac{L}{2} = 9.57 \times \frac{4.04}{2} = 19.33 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont

l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre

du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

U : Périmètre de la section «  $\Omega$  »

$\Omega$  : l'aire de torsion (contour tracer à mi-hauteur)

e : Epaisseur de la paroi

Al : Section d'acier

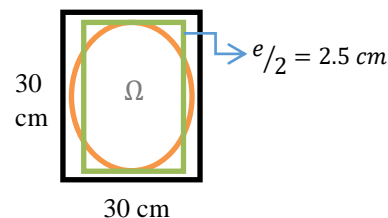
**Armatures longitudinales**

$$A_{tor}^L = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow U = 100 \text{ cm} ; \Omega = 0.0625 \text{ m}^2 ; e = 5 \text{ cm}$$

$$A_{tor}^L = \frac{19.33 \times 100 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 4.44 \text{ cm}^2 ; A_{min}^L = \frac{e \times U}{f_e} \times 0.4 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor}^L = 4.44 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^L \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Armatures transversales Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$



**Figure 3.11.** Section considérée dans le calcul de torsion

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, A_{tor}^t = \frac{19.33 \times 0.15 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.58 \text{ cm}^2, A_{min}^t = \frac{e \times S_t}{f_e} \times 0.4 = 0.078 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor}^t = 0.52 \text{ cm}^2 > A_{min}^t \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les sections d'armatures finales sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau3.22. Choix du ferrailage pour la poutre brisée**

	Flexion simple		Torsion	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	
	Travée	Appuis		Travée	Appuis
<b>Armature longitudinale (cm<sup>2</sup>)</b>	5.31	2.39	4.44	2HA12 + 2HA14 = 5.34	3HA12 = 3.39
<b>Armature transversale (cm<sup>2</sup>)</b>	0.45		0.58	4φ <sub>8</sub> = 2.01cm <sup>2</sup> (Cadre + étrier) S <sub>t</sub> = 15 cm	

$$A^t + A_a = 5.34 + 3.39 = 8.73 > A_{min} = 0.5 \% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau < \bar{\tau}_u \text{ Avec: } \tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}; \text{ On a } V_{max} = 55.59 \text{ KN}$$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.66 \text{ MPa}; \tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.33 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3,09 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau = 3.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

**Tableau3.23. Vérification à l'ELS**

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs.
<b>Travée</b>	34,49	9,5	33883	9,08 < 15	Vérifié
<b>Appui</b>	-16,23	9,5	25449	4,88 < 15	Vérifié

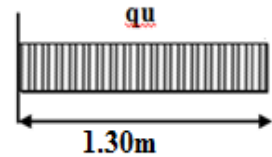
**Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{393} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{393} = 0.076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

✓ Etude d'un consol au niveau du poteau cage d'escalier :  
 $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



Calcul des sollicitations

Tableau 3.24. Les sollicitations dans la dalle console

	q (KN/m)	M (KN.m)	V <sub>u</sub> (KN)
ELU	10.64	-8.99	13.83
ELS	7.61	-6.43	

Figure 3.12. Schéma statique de la dalle console

Calcul de ferrailage

Tableau 3.25. Calcul de ferrailage de la dalle console

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	A <sub>répar</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
8.99	0.0053	0.0066	0.12	2.15	1.45	3HA10=2.36	15	3HA8=1.51	33

• Etat limite de déformation BAEL91 (Art B.7.5)

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{0.75M_0}{20 \times M_o} = \frac{0.75}{20} = 0.0375 && \text{Verifiée} \\ \frac{A}{b \times d} &= \frac{2.36 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 1.96 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} && \text{Verifiée} \end{aligned} \right.$$

4.2. Escalier à deux volées :

✓ Etude des volées 1 et 2

Vu que les deux volées sont presque identiques on va calculer pour la volée 1 qui est plus défavorable  
 Les réactions d'appuis

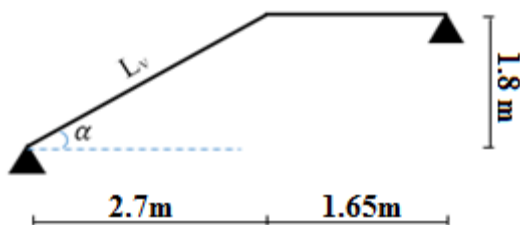


Figure 3.13. Schéma statique de la volée 1 et 2

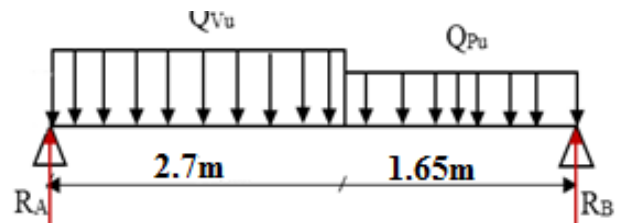


Figure 3.14. Schéma statique du chargement de la volée 1 et 2

$$\left\{ \begin{aligned} Q_{vu} &= 15.91 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{pu} &= 10.64 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right. \left\{ \begin{aligned} Q_{vs} &= 11.51 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{ps} &= 7.61 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\sum F_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 2.7Q_{vu} + 1.65Q_{pu} \Rightarrow R_A + R_B = 60.51 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Leftrightarrow 4.35R_B - 10.64 \times 1.65 \times \left(\frac{1.65}{2} + 2.7\right) - 15.91 \times 2.7^2/2$$

$$R_{Bu} = \frac{119.87}{4.35} = 27.56 \text{ KN} \Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} R_{Bu} = 27.56 \text{ KN} \\ R_{Au} = 32.95 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{A L'ELS} \begin{cases} R_{Bs} = 19.81 \text{ KN} \\ R_{As} = 23.82 \text{ KN} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations** La poutre étudiée est isostatique le calcul des sollicitations se fait par la méthode des sections (RDM) les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus

$$\{M_t^u = 0.75M_0^u, \quad M_a^u = -0.5M_0^u\}$$

**Tableau 3.26.** Les sollicitations maximales dans la volée1 et 2

	Réactions(KN)		M <sub>max</sub> (KN.m)		V <sub>max</sub>	M <sup>0</sup> <sub>max</sub>
	A	B	Travée	appui		
<b>ELU</b>	32.95	27.56	25.59	-17.06	32.95	34.12
<b>ELS</b>	23.82	19.81	18.48	-12.32	/	24.64

**Ferrailage**

d= 12 cm ;f<sub>bu</sub>=14.2MPa ;b=1m ;f<sub>st</sub>=348MPa

**Tableau.3.27.** Calcul du ferrailage de l'escalier à 2 volées

Position	M(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	25.59	0.125	0.167	0.112	6.56	1.45	6HA12=6.79	15
<b>Appuis</b>	--17.06	0.083	0.109	0.115	4.26	1.45	6HA10=4.71	15

**Armatures de répartitions** On a des charges réparties → A<sub>répartition</sub> =  $\frac{A_{principales}}{4}$

- **En travée** :A<sub>rép</sub>=1.64cm<sup>2</sup>/ml soit A<sub>rép</sub>=4HA8 ⇒ A<sub>rép</sub>=2.01cm<sup>2</sup>/ml ; St=15cm
- **En appuis** :A<sub>rép</sub>=1.17cm<sup>2</sup>/ml soit A<sub>rép</sub>=4HA8 ⇒ A<sub>rép</sub>=2.01cm<sup>2</sup>/ml ; St=15cm

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{max}=32.95 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \quad \tau_u = \frac{32.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.274 < 1.17 \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement donc}$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc on à vérifier les

contraintes  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

En appliquant la méthode des sections  $\begin{cases} M_t^s = 0.85M_s^{\max} = 18.48\text{KN.m} \\ M_a^s = -0.4M_s^{\max} = -12.32\text{KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant

**Tableau3.28.** Vérification des contraintes

Position	$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Travée	10.84	3.06	5608.7	9.76 < 15	Vérifiée
Appuis	-5.10	2.51	3844.8	5.50 < 15	Vérifiée

**Vérification de la flèche**

$e \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}) \times l \leftrightarrow e=15\text{cm} > 14.59\text{cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \leftrightarrow 6.79\text{cm}^2 < 12.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots$  Vérifiée

$L = 4.35\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$  Vérifiée

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

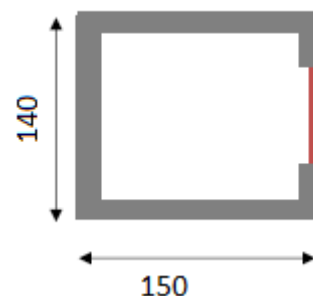
**5. Etude de l'ascenseur :**

**1. Caractéristiques de l'ascenseur :**

- Lx = 140 cm : Largeur de l'ascenseur
- Ly = 150 cm : Longueur de l'ascenseur.
- H = 220 cm : Hauteur de l'ascenseur
- Fc= 145 KN : Charge due à la cuvette.
- Dm=50 KN : Charge due à la salle des machines.
- Pm = 15 KN : Charge due à l'ascenseur.
- Pp = 6.3KN : la charge nominale.
- V = 1.6 m/s : La vitesse

**2. Etude de la dalle d'ascenseur :**

L'ascenseur contient deux dalles l'une se retrouve au-dessous qui doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle, et l'autre se situe à la partie supérieure de l'ascenseur qui supporte une charge concentré q appliquée sur elle, et l'autre se situe à la partie supérieure de l'ascenseur qui supporte une charge concentré q appliquée à la surface de la dalle sur une aire a<sub>0</sub> × b<sub>0</sub>, elle agit uniformément sur une aire u × v située sur le plan moyen de la dalle. Avec a<sub>0</sub>, b<sub>0</sub> surface sur laquelle elle s'applique la charge



**Figure 3.15.** Coupe transversale de l'ascenseur

donnée en fonction de la vitesse,  $u, v$  les dimensions de la surface du rectangle d'impact de la charge  $p$  ;  $a_0$  et  $u$  : dimensions suivant x-x ;  $b_0$  et  $v$  dimensions suivant y-y

$$\text{On a : } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1,6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_1 = 5\text{cm}$  : Épaisseur de revêtement sur la dalle ,  $h_0$  : Épaisseur de la dalle ;  $\xi = 1$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement en béton)

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} ; v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

**Evaluation du chargement**

$h_1 = 5\text{cm}$  : Épaisseur de revêtement sur la dalle ,  $h_0$  : Épaisseur de la dalle ;  $\xi = 1$ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement en béton)

$$G = Dm + Pm + Pp = 50 + 15 + 6,3 = 71,3 \text{ KN}$$

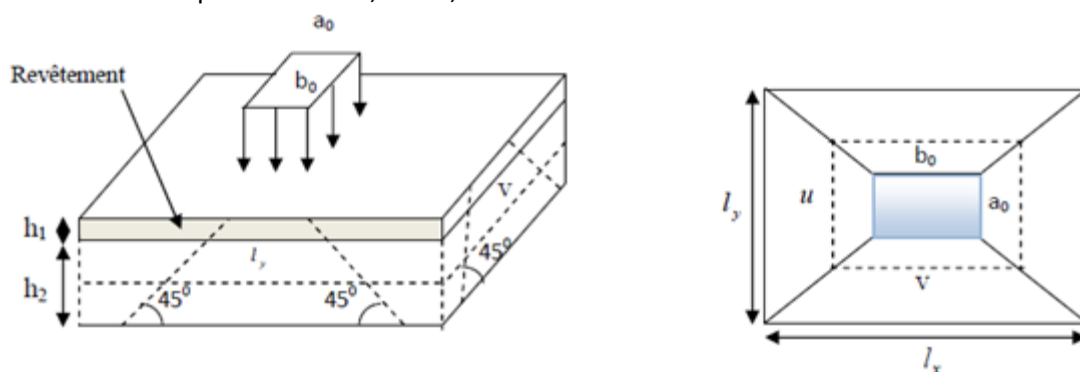


Figure 3.16. Schéma représente la surface d'impact

**Calcul des sollicitations :**

**ELU :  $P_u = 1,35 G = 96,25 \text{ KN}$**

$$M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \times u \times v$$

$$M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \times u \times v \quad \text{avec } \nu : \text{coefficient de poisson}$$

$M_1$  est en fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho \rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{140} = 0,78$  et  $\rho = 0,93$ ,  $M_2$  est en fonction de  $\frac{v}{l_y} \rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{150} = 0,73$

En se référant à l'abaque PIGEAU (Annexe), on trouve  $M_1 = 0,072$  et  $M_2 = 0,057$

$$M_x = P_u \times M_1 \times u \times v \rightarrow M_{x1} = 96,25 \times 0,072 \times 1,1 \times 1,1 = 8,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = P_u \times M_2 \times u \times v \rightarrow M_{y1} = 96,25 \times 0,057 \times 1,1 \times 1,1 = 6,64 \text{ KN.m}$$

Moments due au poids propre de la dalle :  $q_u = 1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 1 = 10,36 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \rho = 0,93 \\ \nu = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 0,87 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{ox} \times \mu_y = 0,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Superposition des moments :** Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 8,38 + 0,87 = 9,25 \text{ KN.m} , M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 6,64 + 0,73 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée } \begin{cases} M_t^x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 9,25 = 7,86 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 7,37 = 6,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis  $\{M_a^x = M_a^y = -0,4 \times M_{ox} = -3,7 \text{ KN.m}$

- 3. Ferrailage :** On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur à la flexion simple Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau3.29.** Calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	7,86	0,0328	0,0417	0,128	1,77	1,24	4HA10=3,14
	y-y	6,26	0,0261	0,0331	0,128	1,40	1,2	4HA10=3,14
Appui		3,7	0,0154	0,0194	0,129	0,82	1,24	4HA10=3,14

**Espacement des armatures**

Sens x-x : FPN : St < min (3e, 33 cm). On opte pour : St= 33 cm .....Vérifiée

Sens y-y : FPN : St < min (4e, 45 cm). On opte pour : St= 33 cm .....Vérifiée

- Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq \frac{0.045}{\gamma b} \times u \times h \times f_{c28}$$

u : périmètre du rectangle d'impact. u = (v + u) × 2 = 4,40 m

→ q<sub>u</sub> = 96,25 KN < 660 KN → condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :** a<sub>0</sub> = b<sub>0</sub>

$$V_x = V_y = \frac{p_u}{3 \times a_0} = \frac{96,25}{3 \times 1.1} = 29,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{29,17}{1 \times 0.18} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

**Vérification à l'ELS :**

$$P_s = G = 71,3 \text{ KN} \rightarrow q_s = \frac{p}{a_0 \times b_0} = \frac{71,3}{1.1 \times 1.1} = 58,92 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments : M<sub>x1</sub> et M<sub>y2</sub> du système de levage  $\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + vM_2) \times q_s \times u \times v \\ M_{y2} = (M_2 + vM_1) \times q_s \times u \times v \end{cases}$

v = 0.2 à l'ELS ⇒ En se référant à l'Annexe (B), on trouve : M<sub>1</sub> = 0,072 et M<sub>2</sub> = 0,057

$$\begin{cases} M_{x1} = (0.072 + 0,2 \times 0,057) \times 58,92 \times 1,1 \times 1,1 = 5,94 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (0,057 + 0,2 \times 0,072) \times 58,92 \times 1,1 \times 1,1 = 5,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments due au poids propre de la dalle : q<sub>s</sub> = 6,56 + 1 = 7,56 KN

$$\begin{cases} \rho = 0,93 \\ v = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 0,49 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{ox} \times \mu_y = 0,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Superposition des moments :** Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 5,94 + 0,49 = 6,43 \text{ KN.m}, M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 5,09 + 0,41 = 5,5 \text{ KN.m}$$

Moment en travée  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{ox} = 0,85 \times 6,43 = 5,46 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{oy} = 0,85 \times 5,5 = 4,67 \text{ KN.m} \end{cases}$



Moment en appuis  $\{M_a^x = M_a^y = -0,4 \times M_{ox} = -2,57 \text{ KN.m}\}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau3.30. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
x-x	5,46	3,67	11320	1,77 < 15	Vérifiée	103,65 < 201,63	Vérifiée
y-y	4,67	3,67	11320	1,51 < 15	Vérifiée	88,65 < 201,63	Vérifiée
En appui	2,57	3,67	11320	0,83 < 15	Vérifiée	48,79 < 201,63	Vérifiée

Schéma de ferrailage :

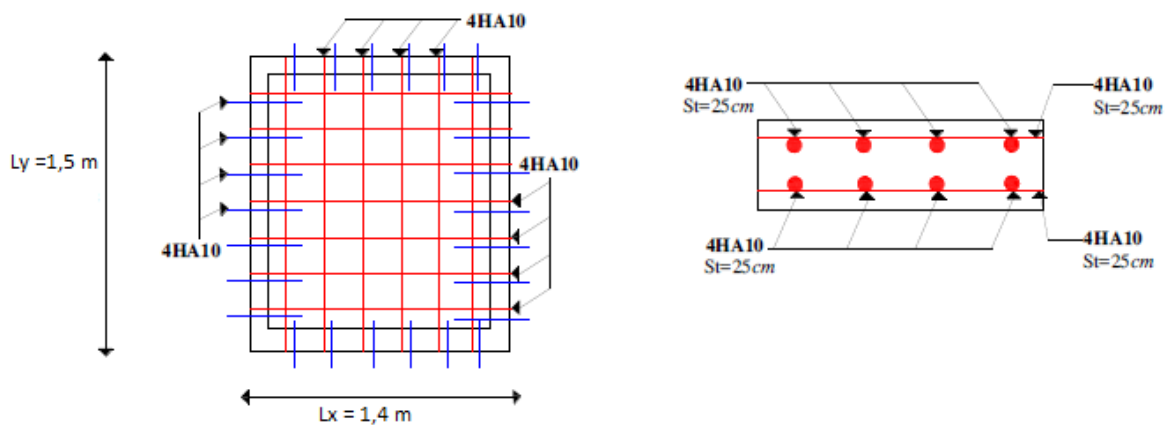


Figure3.17. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

### 6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

❖ Hypothèse de calcul :

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

❖ Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 0,0775 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 0,0775 \times 25 \times 1 = 1,937 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN/ml}$$

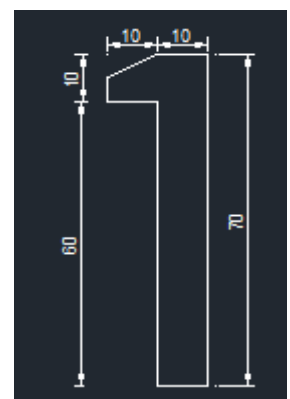


Figure3.18. Dimensions de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

➤ **Charge verticale :**

**Tableau3.31. Charges et surcharges de l'acrotère**

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit de ciment (KN/ml)	G total (KN/ml)	Q(KN/ml)
70	10	0,0775	1,937	0,4	2,337	1

➤ **Charge horizontale : (Charge sismique)**

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

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

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le

**RPA99 (Tableau 4 .1)**

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8

**RPA99 (Tableau 6.1)**

W<sub>p</sub> : poids de l'élément considéré

Dans notre cas : Le groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1,937 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,937 = 0,9298 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \quad X_G = 0,0591 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \quad Y_G = 0,378 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1,937 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{FP} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.M}$$

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

$$M_{FP} = F_p \times Y_G = 0,35 \text{ KN.m}$$

Les valeurs de de N et M sous les différentes combinaisons sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau3.32. Combinaisons d'actions de l'acrotère**

Désignation	ELU durable	ELU accidentelle	ELS
Combinaison	1,35G + 1,5 Q	G+Q+E	G+Q
N (KN)	2,61	1,937	1,937
M (KN.m)	1,05	1,05	0,7

**Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,61} = 0,402 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = 0,117 \text{ m} \quad \rightarrow \quad e_0 > \frac{H}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,4 \text{ m}$  : Longueur de flambement ( $h_0 = 10 \text{ cm}$  : hauteur de la section)

$$\rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,4^2 \times 2}{10^4 \times 0,1} = 0,01176 \text{ m}$$

Donc :  $e = 40,2 + 2 + 3,176 = 45,38 \text{ cm}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2,61 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 1,184 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage de l'acrotère :**

• **Calcul à l'ELU :**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{H}{6} < e_0 \rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uA}$  rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1,05 + 2,61 (0,08 - 0,1/2) \rightarrow M_{uA} = 1,128 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,128 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0124 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0124 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,0156$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \rightarrow z = 0,0795 \text{ m}$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{1,128 \times 10^{-3}}{0,0795 \times 348} = 0,4077 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,4077 \times 10^{-4} - \frac{2,61 \times 10^{-3}}{348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

Armatures principales :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures principales :  $S_t \leq 70/4 = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\bar{\tau} \leq \min (0,13 * f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} \leq 3,25 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0,9298 + 1 = 1,9298 = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \rightarrow \tau_u = 0,0241 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i = \text{somme des périmètres des barres}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{1,93 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 100,48 \times 10^{-3}} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa.} \quad \psi = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$

**A l'ELS :**

• Vérification des contraintes :

$d = 0,08 \text{ m}$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait comme suit :

✓ Position de l'axe neutre :

$c = d - e_a$

Tel que  $e_a$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée de la section

$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0,7}{1,937} + (0,07 - \frac{0,1}{2}) = 0,38 \text{ m}$

$e_a > d \rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0,08 - 0,38 = -0,3 \text{ m}$

$y = y_c - c$

Calcul de  $y_c$  :

$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$

$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 90 \times A_s}{b} = -3 \times (-0,3)^2 + \frac{(0,08+0,3) \times 90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$

$p = -0,26 \text{ m}$

$q = -2 \times c^3 + \frac{(d-c)^2 \times 90 \times A_s}{b} = -2 \times (-0,3)^3 + \frac{(0,08+0,3)^2 \times 90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1}$

$q = -0,057 \text{ m}$

Par itération :  $y_c = 0,59 \text{ m}$  Donc  $y = 0,59 - 0,3 = 0,29 \text{ m}$

✓ Calcul des contraintes :

$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15 A(d - y) = 0,043$

D'où  $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 1,023 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• Schéma de ferrailage :

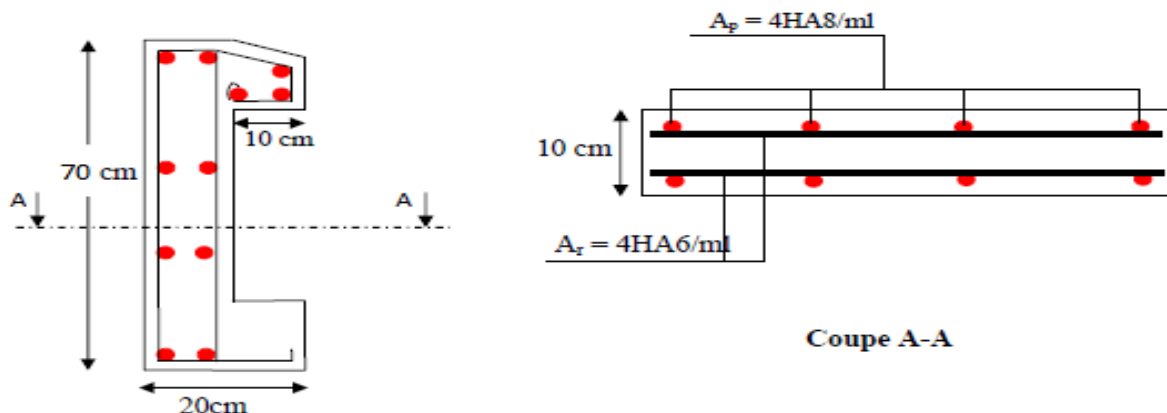


Figure 3.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

# **Chapitre 4 :**

# **Etude dynamique**

### 1. Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure à des excitations sismiques qui, contrairement à des charges statiques, sont dynamique. Ces charges engendrent des déplacements qui dépendent du temps. L'analyse dynamique d'une structure nécessite donc un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

### 2. Méthodes de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99/2003 » propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

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

#### a. Méthode statique équivalente

##### Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastree dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

##### Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003 (art 4.1.2)**.

##### Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \equiv \begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \end{cases}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**  
Le coefficient dépend de deux paramètres : - Groupe d'usage : **groupe 2**  
- Zone sismique : zone **IIa** → **A = 0.15**
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc  $R = 5$

- $Q$  : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec  $P_q$  : La pénalité à retenir selon que les critères de qualité  $q$  " sont satisfaits ou non

**Tableau 4.1 : valeurs des pénalités  $P_q$**

Critères « q »	Observée	$P_q$ /x-x	Observée	$P_q$ /y-y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc  $Q_x = Q_y = 1,25$

- $W$  : poids total de la structure :

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta_i \times W_{Qi}$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **Tableau (4.5) de RPA99V2003**

$\beta = 0,2 \rightarrow$  Usage d'habitation

$\beta = 0,6 \rightarrow$  Usage commercial.

Le poids total de notre structure a été calculé à l'aide du logiciel ETABS 2016 ; la valeur trouvée est :  **$W = 39955.067 \text{ KN}$**

- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$T_1, T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99(Tableau 4.7)**

D'après les caractéristiques données par le rapport du sol de notre terrain on a un **sol Meuble**,

site  $S_3$  : on aura  $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$



➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

Selon le **RPA 99/2003 (Art 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\circ T = C_T \times H^{3/4} \quad \text{(Formule 4.6 RPA99/2003)}$$

Avec :

H = 35,36 m : Hauteur total du bâtiment

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage (**Tableau 4.6 RPA99/2003**) qui est égal à  $C_T = 0.05$

Ce qui donne la valeur de **T = 0.725 s**

$$T_{x,y} = 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(Formule 4.7 RPA99/2003)}$$

Avec : L : La dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 16.9m \\ L_y = 19.2m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,774s \\ T_y = 0,636s \end{cases}$$

Donc  $T_x = \min(0,725; 0,742) = 0,725$  s

$$T_y = \min(0,725; 0,727) = 0,725s$$

Puisque  $T_2 < T < 3s$  on prend :  $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

Tel que ::  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$  → facteur de correction d'amortissement.

$\xi$ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, du type de remplissage **RPA 99/2003 (Tableau 4.2)**. On prend :  $\xi = 7$  %

Ce qui donne :  $\eta = 0,88$

$$\rightarrow \{D_x = D_y = 1,721\}$$

Après l'application numérique on aura  $\begin{cases} V_x = 2611.97 \text{ KN} \\ V_y = 2611.97 \text{ KN} \end{cases}$

**b. Méthode d'analyse dynamique**

• **Modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'ingénieur de structure est intéressé seulement par les valeurs maximales (déplacement, accélération, ... etc.). Ces valeurs sont données sous forme de spectre des déplacements, vitesses ou accélérations. Par ailleurs cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structures par les forces sismiques représentés par un spectre de réponses de calcul, ces effets sont par la suite combinés.

**Superposition des réponses spectrales**

La superposition modale permet de calculer la réponse complète d'un système de N degrés de liberté. Cependant, pour le dimensionnement, on s'intéresse, en général à la valeur maximum de la réponse, en combinant les réponses maximales pour chaque mode selon certaines règles, on peut obtenir la réponse maximale probable d'un système à N degrés de liberté, ainsi le déplacement max de DDL(i) pour le mode (j) s'écrit :

$$U_{i,max}^j = \varphi_{ij} \times \alpha_j \times S_{Dj}$$

$S_{Dj}$ : Valeur spectrale en d déplacement relatif du mode j

$\alpha_j$  : Facteur de participation modale du mode j.

Plusieurs combinaisons ont été proposées afin d'estimer la valeur de la réponse maximale à partir des réponses spectrales. La plus populaire est d'ailleurs la plus simple, est de calculer la moyenne quadratique des réponses modales appelée méthode quadratique simple, (en anglais SRSS, Square Root of the Sum of Squares), qui consiste à calculer la racine de la somme des carrés des contributions de chaque mode.

La combinaison de réponse avec SRSS :

$$U_{i,max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{i,max}^j)^2}$$

$U_{i,max}$  : le déplacement max du degré de liberté i, DDL<sub>i</sub>.

Calcul des forces élastiques maximal

On détermine la réponse élastique à partir de l'équation suivante :

Pour chaque mode j

$$F_{max}^j = [K] U_{max}^j$$

$$F_{max}^j = [K] \varphi_j \alpha_j^2 S_{Dj}$$

Calcul de l'effort tranchant maximal

$$V_{max}^j = \sum_{i=1}^n F_{i,max}^j = \alpha_j^2 M_j S_{aj}$$

Avec :  $V_{max}^j$  : l'effort tranchant à la base de la structure du mode j

$M_j$  : la masse généralisée du mode j

$M = \alpha_j^2 M_j$  : masse modale

$S_{aj}$  : pseudo accélération spectrale correspondant au mode j, elle est donnée par le spectre réglementaire de calcul en fonction de la période.

Et par la méthode SRSS l'effort tranchant maximale à la base du bâtiment :

$$V_{max} = \sum_{j=1}^{ndm} \sqrt{(V_{max}^j)^2}$$

Avec ndm : le nombre de mode de vibration.

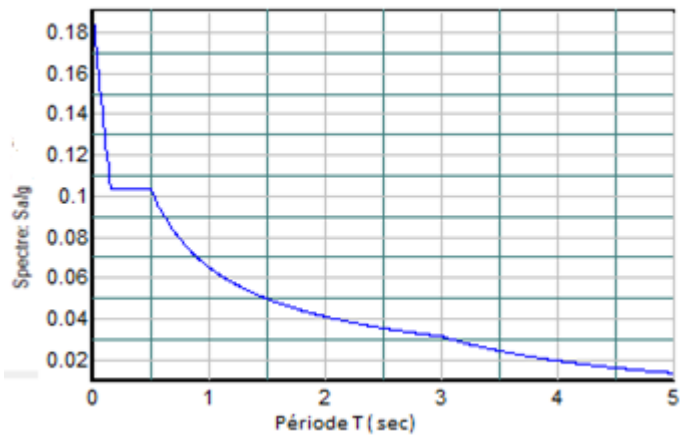
$V_{max}$  : Effort tranchant total à la base de la structure.

**Spectre de réponse**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **RPA99 (Formule 4-13)**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

**Représentation graphique du spectre de réponse** : les spectres ci-dessous sont donnés par l'application RPA99 V2003



**Figure 4.1** : Spectre de réponse

**3. Modélisation**

La modélisation de la structure est faite par éléments finis à l'aide du logiciel ETABS 2016 qui permet à la fois l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique temporelle.

Les liaisons colonnes-poutres sont supposées rigides et tous les degrés de libertés de déplacement et de rotation sont retenus. Chaque nœud peut se déplacer horizontalement et tourner autour d'un axe perpendiculaire au plan des structures. Un nœud de mesure est choisi au sommet des poteaux gauches de chaque structure.

Les additionnelles sont prises en compte sous forme de masse réparties linéairement le long des poutres. Ces masses sont évaluées à l'aide de la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes.

$$m = m_G + \beta \cdot m_Q$$

Avec :  $m_G$  : masse dû aux charges permanentes (autre que le poids propres des éléments)

$m_Q$  : masse dû aux charges d’exploitations éventuelles

$\beta$  : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et la durée de la charge d’exploitation (tableau 4.5 RPA2003). Avec  $\beta = 0.2$  pour les usages d’habitation, Terrasse

$\beta = 0.6$  Pour l’usage commercial

#### 4. Disposition des voiles adoptée

Après avoir essayé plusieurs dispositions de voiles avec dans le but d’avoir un bon comportement de notre structure et après avoir satisfait toutes les conditions exigées par les règlements algériens, on a réussi à avoir cette disposition des voiles comme le montre la figure suivante

NB : Nous avons été contraint de modifier le plans d’architecture

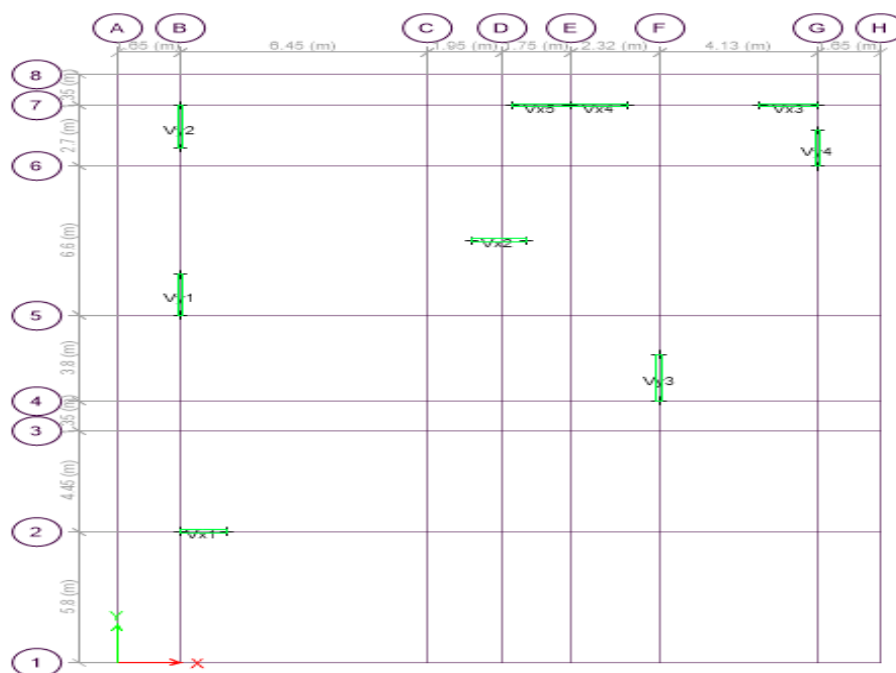


Figure 4.2. : Disposition des voiles

Le comportement de la structure :

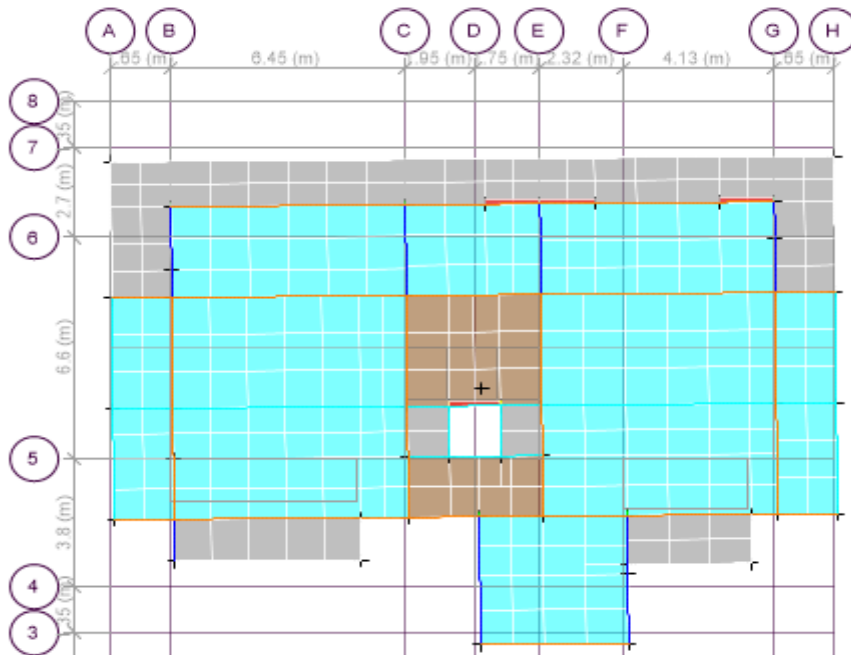


Figure 4.3. 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y avec  $T = 0.829$  s)

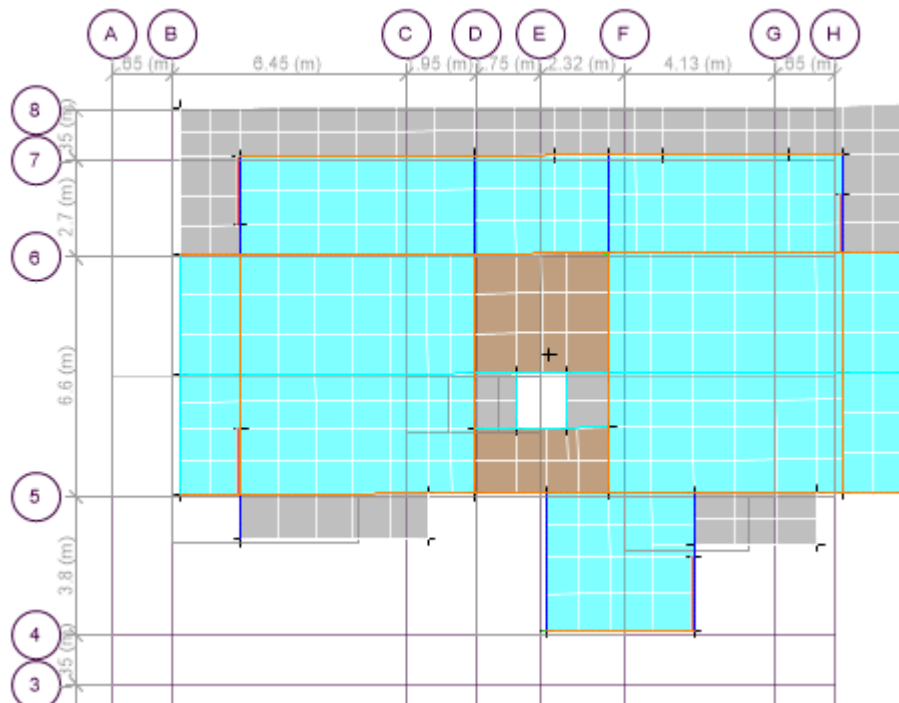


Figure 4.4. 2<sup>ème</sup> mode de vibration (translation suivant l'axe X-X avec  $T = 0.786$  s)

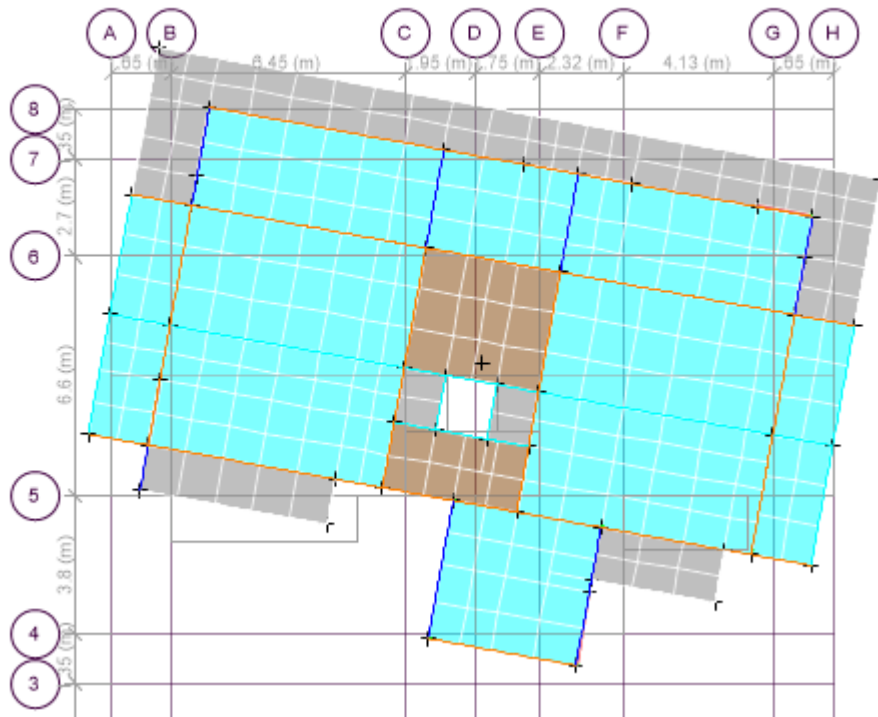


Figure 4.5. 3<sup>ème</sup> mode de vibration (torsion suivant l'axe Z-Z avec  $T = 0.694s$ )

**5. Justification des prescriptions du RPA99/version2003**

**1. Vérification de la résultante de la force sismique**

Selon le RPA99/2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces

Avec :  $V_{dy}$  : Effort tranchant (Dynamique) retiré à partir des résultats donnés par l'ETABS.

$V_{sta}$  : Effort tranchant (statique) calculé à partir de la méthode statique équivalente

Tableau 4.2. Vérification de la résultante de la force sismique

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	Observation
Sens X-X	2277.51	2062.87	Vérifié
Sens Y-Y	2286.77	2062.87	Vérifié

**2. Période de vibration et participation massique**

On peut utiliser la masse modale comme indicateur du nombre de mode à considérer dans l'analyse. Dans ce cas, le nombre de modes doit être suffisant pour représenter au moins 90% de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure, le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à considérer est :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N : Nombre de niveaux au-dessus de sol.

$T_K$  : La période du mode k.

Le tableau suivant résume les résultats donnés par l'ETABS

**Tableau 4.3.** Période de vibration et taux de participation des masses modales

Mode	Période (s)	Taux de participation de la masse modale		Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0.829	0.0023	0.6212	0.0023	0.6912
2	0.786	0.7235	0.002	0.7257	0.6933
3	0.694	0.0017	0.0005	0.7274	0.6937
4	0.289	0.1078	0.0007	0.8353	0.6944
5	0.274	0.002	0.1577	0.8372	0.8521
6	0.234	0.0238	0.0028	0.861	0.8549
7	0.158	0.0509	2.156E-05	0.9119	0.8549
8	0.138	0.0001	0.0651	0.912	0.92

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que les exigences du RPA sont vérifiées, il est à noter qu'on a pu atteindre 90% à partir du mode 7 dans le sens X et 90% aussi dans le sens Y à partir du mode 8

**3. Vérification de l'interaction voile portique :**

D'après l'article (3.4.4.a) du **RPA99/version 2003**, il est exigé pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ : Pourcentage des charges verticales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ : Pourcentage des charges verticales repris par les voiles}$$

**Tableau 4.4.** Interaction sous charges verticales sans sous-sol (ELS)

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	voiles	portiques	voiles %	Portiques %
RDC	-8500.8498	-36445.0104	18.91	81.09

• **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales repris par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.5.** Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
11 <sup>ème</sup> étage	302.9202	84.0024	78.29	21.71	324.85	134.08	70.78	29.22
10 <sup>ème</sup> étage	325.7268	252.0462	56.38	43.62	350.39	310.02	53.06	46.94
9 <sup>ème</sup> étage	518.677	298.5986	53.46	36.54	504.30	388.38	56.49	43.51
8 <sup>ème</sup> étage	605.2606	430.0136	58.46	41.54	553.7065	538.6667	50.69	49.31
7 <sup>ème</sup> étage	916.9341	397.1139	69.78	30.22	919.5217	390.2733	70.20	29.80
6 <sup>ème</sup> étage	977.0297	541.3096	64.35	35.65	928.8418	591.7241	61.09	38.91
5 <sup>ème</sup> étage	1235.8743	493.2711	71.47	28.53	1138.169	565.6174	66.80	33.20
4 <sup>ème</sup> étage	1270.8538	615.7134	67.36	32.64	1128.1335	735.3072	60.54	39.46
3 <sup>ème</sup> étage	1372.296	589.1833	69.96	30.04	1257.7605	725.3522	63.42	36.58
2 <sup>ème</sup> étage	1470.416	661.824	68.96	31.04	1240.4825	856.6907	59.15	40.85
1 <sup>er</sup> étage	1627.4219	589.9342	73.39	26.61	1352.5482	873.4139	60.76	39.24
RDC	1192.2329	1122.3003	51.51	48.49	972.6616	1298.2078	42.83	57.17

**4. Vérification des déplacements (Article 4.4.3) RPA 99/2003 :**

Le déplacement relatif de chaque niveau (k) par rapport au niveau (k-1) de la structure ( $\Delta_k$ ) est donné par l'ETABS qu'on doit multiplier par le coefficient de comportement (R), dans notre cas R=5.

Le déplacement de niveau (k) est égal à :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/2003.**

Donc :  $\Delta_k < 1\% \times h_k$  ... .. **RPA99(art5. 10)**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :



- Sens x-x :

**Tableau 4.6.** Vérification des déplacements relatifs (sens x-x)

Niveaux	Sens X – X						Obs
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0.0186	0.093	0	0.09	357	0.026	Vérifiée
Etage1	0.0439	0.2195	0.093	0.13	289	0.044	Vérifiée
Etage 2	0.0708	0.354	0.2195	0.13	289	0.047	Vérifiée
Etage 3	0.0992	0.496	0.354	0.14	289	0.049	Vérifiée
Etage 4	0.1253	0.6265	0.496	0.13	289	0.045	Vérifiée
Etage 5	0.1488	0.744	0.6265	0.12	289	0.041	Vérifiée
Etage 6	0.1696	0.848	0.744	0.10	289	0.036	Vérifiée
Etage 7	0.1907	0.9535	0.848	0.11	289	0.037	Vérifiée
Etage 8	0.2128	1.064	0.9535	0.11	289	0.038	Vérifiée
Etage 9	0.2495	1.2475	1.064	0.18	289	0.063	Vérifiée
Etage 10	0.2919	1.4595	1.2475	0.21	289	0.073	Vérifiée
Etage 11	0.3305	1.6525	1.4595	0.19	289	0.067	Vérifiée

- Sens Y-Y :

**Tableau 4.7.** Vérification des déplacements relatifs (sens y-y)

Niveaux	Sens Y-Y						Obs
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0.0884	0.442	0.000	0.44	357	0.124	Vérifiée
Etage1	0.2321	1.161	0.442	0.72	289	0.249	Vérifiée
Etage 2	0.4132	2.066	1.161	0.91	289	0.313	Vérifiée
Etage 3	0.6157	3.079	2.066	1.01	289	0.350	Vérifiée
Etage 4	0.8327	4.164	3.079	1.09	289	0.375	Vérifiée
Etage 5	1.0528	5.264	4.164	1.10	289	0.381	Vérifiée
Etage 6	1.2747	6.374	5.264	1.11	289	0.384	Vérifiée
Etage 7	1.4905	7.453	6.374	1.08	289	0.373	Vérifiée
Etage 8	1.7067	8.534	7.453	1.08	289	0.374	Vérifiée
Etage 9	1.9119	9.560	8.534	1.03	289	0.355	Vérifiée
Etage 10	2.1011	10.506	9.560	0.95	289	0.327	Vérifiée
Etage 11	2.2724	11.362	10.506	0.86	289	0.296	Vérifiée

### 5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les

niveaux :  $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$  **RPA99/2003 (Article 5.9)** avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : Hauteur d'étage (k).

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le

facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si  $\theta_k > 0,2$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Si  $\theta_k < 0,1$  : Les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 4.8.** Vérification de l'effet P-Δ (sens x-x).

Niveaux	Sens X – X					
	Δk (m)	Pk (KN)	Vk(KN)	hk (m)	Θ	Observation
RDC	0.09	39955.067	2277.506	357	0.005	Vérifiée
Etage1	0.13	35771.951	2240.621	289	0.007	Vérifiée
Etage 2	0.13	31949.659	2170.901	289	0.007	Vérifiée
Etage 3	0.14	28206.044	2066.203	289	0.007	Vérifiée
Etage 4	0.13	24491.435	1928.154	289	0.006	Vérifiée
Etage 5	0.12	20876.561	1756.569	289	0.005	Vérifiée
Etage 6	0.10	17261.686	1556.698	289	0.004	Vérifiée
Etage 7	0.11	13742.069	1326.758	289	0.004	Vérifiée
Etage 8	0.11	10243.818	1073.154	289	0.004	Vérifiée

Etage 9	0.18	7676.307	853.860	289	0.006	Vérifiée
Etage 10	0.21	5108.796	605.645	289	0.006	Vérifiée
Etage 11	0.19	2596.331	327.219	289	0.005	Vérifiée

**Tableau 4.9.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  (sens y-y)

Niveaux	Sens Y – Y					
	$\Delta k$ (m)	Pk (t)	Vk(t)	hk (m)	$\Theta$	Observation
RDC	0.44	39955.067	2286.771	357	0.022	Vérifiée
Etage1	0.72	35771.951	2241.423	289	0.040	Vérifiée
Etage 2	0.91	31949.659	2163.349	289	0.046	Vérifiée
Etage 3	1.01	28206.044	2053.376	289	0.048	Vérifiée
Etage 4	1.09	24491.435	1916.631	289	0.048	Vérifiée
Etage 5	1.10	20876.561	1753.498	289	0.045	Vérifiée
Etage 6	1.11	17261.686	1567.585	289	0.042	Vérifiée
Etage 7	1.08	13742.069	1357.362	289	0.038	Vérifiée
Etage 8	1.08	10243.818	1126.181	289	0.034	Vérifiée
Etage 9	1.03	7676.307	920.653	289	0.030	Vérifiée
Etage 10	0.95	5108.796	676.811	289	0.025	Vérifiée
Etage 11	0.86	2596.331	383.981	289	0.020	Vérifiée

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'a pas d'influence sur la structure.

#### 6. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003 avec :}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$B_c$  : Aire (section brute) du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à 28 jours = 25 MPa

**Tableau 4.10.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	$\nu$	Observation
RDC + Etage 1	75 × 75	3797.357	0.270	Vérifié
Etage 2+ 3	70 × 70	2673.4844	0.218	Vérifié
Etage 4+5	65 × 65	1793.3207	0.170	Vérifié
Etage 6+7	60 × 60	1255.4106	0.139	Vérifié
Etage 8 +9	55 × 55	822.2078	0.109	Vérifié
Etage 10 + 11	50 × 50	456.1429	0.073	Vérifié

### 1. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions finales des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant

**Tableau 4.11.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	S Sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	75×75		70×70			65×65		60×60		55×55		50×50	
Voile (cm)	15/20												
P.P (cm <sup>2</sup> )	35×50												
P.S (cm <sup>2</sup> )	30×40												

# **Chapitre 5 :**

# **Etude des éléments**

# **structuraux**

## 1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis aux efforts normaux, aux efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

## 2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit

- |                                  |                                  |
|----------------------------------|----------------------------------|
| ▪ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)         | ▪ G + Q ±E <sub>y</sub> .....(4) |
| ▪ G + Q.....(2)                  | ▪ 0.8G ±E <sub>x</sub> .....(5)  |
| ▪ G + Q ±E <sub>x</sub> .....(3) | ▪ 0.8G ±E <sub>y</sub> .....(6)  |

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes

- N<sub>max</sub> → M<sub>correspondant</sub> → A<sub>1</sub>
- N<sub>min</sub> → M<sub>correspondant</sub> → A<sub>2</sub>      ⇒ A = max (A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>)
- M<sub>max</sub> → N<sub>correspondant</sub> → A<sub>3</sub>

### 2.1. Recommandations :

#### ➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- A<sub>min</sub> = 0.8% de la section de béton
- A<sub>max</sub> = 4% de la section de béton (en zone courante).
- A<sub>max</sub> = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Φ<sub>min</sub> = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L<sub>min</sub>) est de 40Φ.
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (φ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

#### ➤ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}, \text{ avec :}$$

V<sub>u</sub> : L'effort tranchant de calcul. ; h<sub>1</sub>: Hauteur totale de la section brute.

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ;

il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ .
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_l$ . En zone IIa.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{At}{t \cdot b \cdot l}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b \cdot l) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b \cdot l) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique du poteau,

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\phi$ ; minimum..

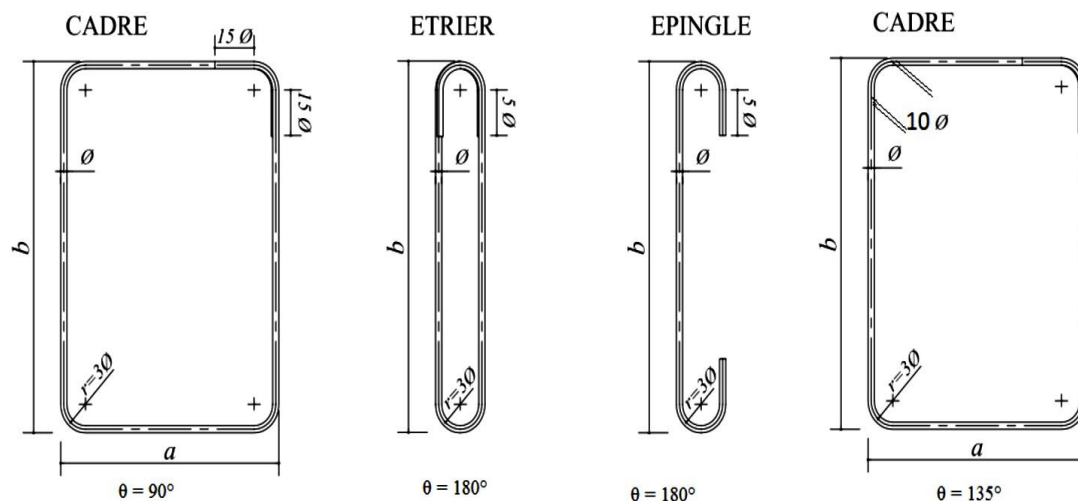


Figure 5.1. Les différents types des cadres et épingles.

2.2 Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel Etabs, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.1. Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		Comb	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$		Comb	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$		Comb	$V_{\max}(\text{KN})$
Sous-sol	4783.84	72.17	1	216.26	3228.14	3	-16.77	51.76	6	68.30
RDC	4791.69	133.46	1	308.51	3614.93	3	-552.21	28.09	6	<b>65.08</b>
1 <sup>er</sup>	4281.28	27.63	1	280.75	1600.21	4	-731.46	36.35	6	<b>74.29</b>
2 <sup>ème</sup>	3726.75	49.84	1	217.07	1640.12	4	-601.43	51.90	6	<b>62.73</b>
3 <sup>ème</sup>	3282.09	48.41	1	237.52	1640.85	4	-479.26	56.02	6	<b>75.59</b>
4 <sup>ème</sup>	2339.19	91.99	1	193.54	1826.75	4	-361.57	56.82	6	<b>65.67</b>
5 <sup>ème</sup>	2394.83	43.56	1	207.86	1588.58	4	-245.95	63.74	6	<b>74.48</b>
6 <sup>ème</sup>	1957.54	36.15	1	171.17	1398.75	4	-143.72	54.27	6	<b>61.03</b>
7 <sup>ème</sup>	1562.60	36.03	1	170.03	1198.94	4	-26.03	49.17	5	<b>62.44</b>
8 <sup>ème</sup>	1131.23	40.30	1	141.86	976.85	4	-364.77	329.80	6	<b>57.11</b>
9 <sup>ème</sup>	839.42	40.61	1	151.59	753.69	4	-193.07	26.07	6	<b>67.64</b>
10 <sup>ème</sup>	551.65	18.05	4	107.65	515.52	4	-85.57	24.07	6	<b>53.66</b>
11 <sup>ème</sup>	303.14	26.54	4	150.57	267.02	4	-15.19	53.49	6	<b>45.44</b>

### 2.3. Ferrailage

#### ➤ Hypothèses de calcul

- Fissuration peu nuisible ( $e = 3 \text{ cm}$ ) ; Calcul en flexion composée, Calcul suivant BAEL91

➤ **Exemple de calcul** Nous exposons un exemple de calcul pour un poteau du niveau sous-sol et les résultats des autres niveaux seront exposés dans un tableau récapitulatif.

#### a) Armatures longitudinales

Données

- Soit :  $N_{\max} = 4783.84 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corresp}} = 72.17 \text{ KN.M}$

$b = 75 \text{ cm}$  ;  $h = 75 \text{ cm}$  ;  $d = 72 \text{ cm}$  .Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.015 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.375 \text{ m} \Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

$N$  est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est entièrement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$



On a  $M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 72.17 \times 10^{-3} + 4783.84 \times 10^{-3} \left( 0.72 - \frac{0.75}{2} \right) = 1.72$   
MN.m

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 4783.84 \times 10^{-3}(0.72 - 0.03) - 1.72 = 1.58 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times (0.75) \times (0.75) \times 14.2 \\ = 1.825 \text{ MN.m}$$

Donc  $1.58 < 1.825 \Rightarrow$  Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.311 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.481 \\ z = 0.581 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 85.07 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée  $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -52.39 \text{ cm}^2$       Donc on prend  $A_1 = 0$

- Soit  $M_{\max} = 216.26 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corres}} = 3228.14 \text{ KN.m}$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.067 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.375 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

On a  $M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 216.26 \times 10^{-3} + 3228.14 \times 10^{-3} \left( 0.72 - \frac{0.75}{2} \right) = 1.33$   
MN.m

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 3228.14 \times 10^{-3}(0.72 - 0.03) - 1.33 = 0.897 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times (0.75) \times (0.75) \times 18.48 \\ = 2.37 \text{ MN.m}$$

Donc  $0.944 < 1.17 \Rightarrow$  Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.185 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.26 \\ z = 0.646 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 51.47 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée  $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -29.23 \text{ cm}^2$       Donc on prend  $A_2 = 0$

- Soit  $N_{\min} = 16.77 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 51.76 \text{ KN.m}$

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 3.08 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.375 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'extérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

On a  $M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 51.76 \times 10^{-3} + 16.77 \times 10^{-3} \left( 0.72 - \frac{0.75}{2} \right) = 0.057$   
MN.m

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 16.77 \times 10^{-3}(0.72 - 0.03) - 1.33 = -0.045 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.03) \times (0.75) \times (0.75) \times 18.48 = 2.37 \text{ MN.m}$$

Donc  $-0.045 < 1.17 \Rightarrow$  Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.008 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.01 \\ z = 0.72m \end{cases} \Rightarrow A_1 = 1.98 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée  $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.99 \text{ cm}^2 < A_{\min \text{ RPA}} = 45 \text{ cm}^2$

Donc on ferraille avec  $A_{\min \text{ RPA}}$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

**Tableau 5.2.** Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveaux	Section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) Choix des barres
				Zone courante	Zone de recouvrement	
Sous-sol	75×75	1.99	45	225	337.5	12HA20+4HA16=45.47
RDC	75×75	-6.1	45	225	337.5	12HA20+4HA16 = 45.47
1 <sup>er</sup>	75×75	-8.05	45	225	337.5	12HA20+4HA16=45.47
2 <sup>ème</sup>	70×70	-5.86	39.2	196	294	12HA20+4HA12=42.22
3 <sup>ème</sup>	70×70	-4.03	39.2	196	294	12HA20+4HA12=42.22
4 <sup>ème</sup>	65×65	-2.33	33.8	169	253.5	12HA16+4HA20=36.69
5 <sup>ème</sup>	65×65	-0.57	33.8	169	253.5	12HA16+4HA20=36.69
6 <sup>ème</sup>	60×60	0.54	28.8	144	216	12HA16+4HA14=30.28
7 <sup>ème</sup>	60×60	5.53	28.8	144	216	12HA16+4HA14=30.28
8 <sup>ème</sup>	55×55	12.86	24.2	121	181.5	16HA14=24.63
9 <sup>ème</sup>	55×55	-1.25	24.2	121	181.5	16HA14=24.63
10 <sup>ème</sup>	50×50	0.17	20	100	150	8HA14+4HA16=20.36
11 <sup>ème</sup>	50×50	2.69	20	100	150	8HA14+4HA16=20.36

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$$\lambda_g = \frac{lf}{a} = \frac{0.7 \times (3.6 - 0.5)}{0.75} = 2.71 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où } A_t = \frac{3.75 \times 68.30 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.75 \times 400} = 1.28 \text{ cm}^2$$

**Espacement :** Dans la zone nodale  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \text{Min}(14, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante  $t \leq 15\phi_l = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimales on  $3 < \lambda_g < 5$  on interpole entre les valeurs limites précédentes et trouve :  $A_{t\min} = 4.91\text{cm}^2$  et on opte **4 cadre HA10 = 6.28cm<sup>2</sup>**

**Tableau 5.3.** Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$\phi_l$ min (cm)	$V_u$ (KN)	$L_f$ (cm)	$t_{\text{zone.nodale}}$ (cm)	$t_{\text{zone.Courante}}$ (cm)	$\lambda_g$	$A_t$ .calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	75x75	1.6	68.30	217	10	15	2.89	1.28	9	<b>8HA12=9.05</b>
RDC	75x75	1.6	<b>65.08</b>	214.9	10	15	2.86	1.22	9	<b>8HA12=9.05</b>
1 <sup>er</sup>	75x75	1.6	<b>74.29</b>	167.3	10	15	2.23	1.39	9	<b>8HA12=9.05</b>
2 <sup>ème</sup>	70x70	1.2	<b>62.73</b>	167.3	10	15	2.39	1.26	8.4	<b>8HA12=9.05</b>
3 <sup>ème</sup>	70x70	1.2	<b>75.59</b>	167.3	10	15	2.39	1.52	8.4	<b>8HA12=9.05</b>
4 <sup>ème</sup>	65x65	1.6	<b>65.67</b>	167.3	10	15	2.57	1.42	7.8	<b>8HA12=9.05</b>
5 <sup>ème</sup>	65x65	1.6	<b>74.48</b>	167.3	10	15	2.57	1.61	7.8	<b>8HA12=9.05</b>
6 <sup>ème</sup>	60x60	1.4	<b>61.03</b>	167.3	10	15	2.78	1.43	7.2	<b>8HA12=9.05</b>
7 <sup>ème</sup>	60x60	1.4	<b>62.44</b>	167.3	10	15	2.78	1.46	7.2	<b>8HA12=9.05</b>
8 <sup>ème</sup>	55x55	1.4	<b>57.11</b>	167.3	10	15	3.04	1.46	6.51	<b>8HA12=9.05</b>
9 <sup>ème</sup>	55x55	1.4	<b>67.64</b>	167.3	10	15	3.04	1.73	6.51	<b>8HA12=9.05</b>
10 <sup>ème</sup>	50x50	1.4	<b>53.66</b>	167.3	10	15	3.35	1.51	5.32	<b>8HA10=6.28</b>
11 <sup>ème</sup>	50x50	1.4	<b>45.44</b>	167.3	10	15	3.35	1.28	5.32	<b>8HA10=6.28</b>

## 2.4. Vérifications

### a) Vérification au flambement (effort normal ultime)

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la

$$\text{suivante : } N_d \leq N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Tableau 5.4. Vérification au flambement des différents poteaux**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	λ	A	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>d</sub> (KN)
Sous-sol	75×75	360	217	10.01	0.836	45.47	5329	9572.27	4549.69
RDC	75×75	357	214.9	9.91	0.836	45.47	5329	9572.27	4215.86
1er	75×75	289	167.3	7.71	0.841	45.47	5329	9629.52	3766.12
2éme	70×70	289	167.3	8.27	0.84	42.22	4624	8426.45	3351.31
3éme	70×70	289	167.3	8.27	0.84	42.22	4624	8426.45	2958.29
4éme	65×65	289	167.3	8.90	0.839	36.69	3969	7237.36	2573.34
5éme	65×65	289	167.3	8.90	0.839	36.69	3969	7237.36	2208.51
6éme	60×60	289	167.3	9.65	0.837	30.28	3364	6094.29	1849.73
7éme	60×60	289	167.3	9.65	0.837	30.28	3364	6094.29	1508.25
8éme	55×55	289	167.3	10.52	0.835	24.63	2809	5058.89	1200.86
9éme	55×55	289	167.3	10.52	0.835	24.63	2809	5058.89	893.41
10éme	50×50	289	167.3	11.58	0.832	20.36	2304	4139.07	597.54
11éme	50×50	289	167.3	11.58	0.832	20.36	2304	4139.07	323.62

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes à l'ELS**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau

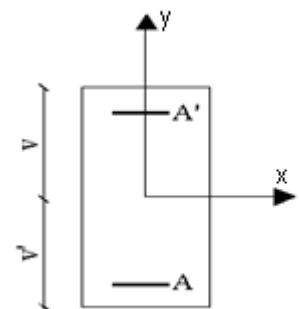
$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ (béton fibre inférieur)}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ (béton fibre supérieur)}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_{Gser} = M_{ser} - \left(\frac{h}{2} - v\right) ; v = \frac{b \times h^2}{2} 15(A \times d + A' \times d') \text{ et } v' = h - v$$

$$I_{yy} = \frac{h}{3}(v^3 + v'^3) + 15 \times A'(v - d')^2 + 15 \times A(d - v)^2$$



**Figure 5.2. Section d'un poteau**

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

Tableau 5.5. Vérification des contraintes

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V'(cm)	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>b1</sub> (MPa)	σ <sub>b2</sub> (MPa)
Sous-sol	75×75	72	14.58	37.5	37.5	9446660	3500.95	124.62	6.73	5.74
RDC	75×75	72	14.58	37.5	37.5	9446660	3496.24	116.60	6.66	5.73
1 <sup>er</sup>	75×75	72	14.58	37.5	37.5	9446660	3138.21	84.59	5.82	5.15
2 <sup>ème</sup>	70×70	67	13.70	35	35	7110290	2731.32	67.35	5.78	5.12
3 <sup>ème</sup>	70×70	67	13.70	35	35	7110290	2405.28	81.42	5.30	4.49
4 <sup>ème</sup>	65×65	62	11.18	32.5	32.5	5318049	2049.60	71.57	6.12	5.24
5 <sup>ème</sup>	65×65	62	11.18	32.5	32.5	5318049	1754.74	80.28	4.79	3.81
6 <sup>ème</sup>	60×60	57	9.58	30	30	3858811	1434.26	25.96	4.08	3.67
7 <sup>ème</sup>	60×60	57	9.58	30	30	3858811	1144.89	67.81	3.96	2.91
8 <sup>ème</sup>	55×55	52	7.70	27.5	27.5	2737377	828.83	61.74	3.74	2.50
9 <sup>ème</sup>	55×55	52	7.70	27.5	27.5	2737377	615.16	73.35	3.31	1.84
10 <sup>ème</sup>	50×50	47	6.63	25	25	1861784	389.09	57.70	2.93	1.38
11 <sup>ème</sup>	50×50	47	6.63	25	25	1861784	212.45	93.15	3.19	0.70

### Commentaire

On voit bien que  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} = 15$  MPa dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

### c) Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$  : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique. Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	D (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> < τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs.
Sous-sol	75×75	217	2.89	0.04	72	68.30	0.126 < 1	Vérifiée
RDC	75×75	214.9	2.86	0.04	72	<b>65.08</b>	0.121 < 1	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	75×75	167.3	2.23	0.04	72	<b>74.29</b>	0.137 < 1	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	70×70	167.3	2.39	0.04	67	<b>62.73</b>	0.134 < 1	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	70×70	167.3	2.39	0.04	67	<b>75.59</b>	0.161 < 1	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	65×65	167.3	2.57	0.04	62	<b>65.67</b>	0.163 < 1	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	65×65	167.3	2.57	0.04	62	<b>74.48</b>	1.848 < 1	Vérifiée

6 <sup>ème</sup>	60×60	167.3	2.78	0.04	57	<b>61.03</b>	0.178 < 1	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	60×60	167.3	2.78	0.04	57	<b>62.44</b>	0.182 < 1	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	55×55	167.3	3.04	0.04	52	<b>57.11</b>	0.199 < 1	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	55×55	167.3	3.04	0.04	52	<b>67.64</b>	0.236 < 1	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	50×50	167.3	3.35	0.04	47	<b>53.66</b>	0.228 < 1	Vérifiée
11 <sup>ème</sup>	50×50	167.3	3.35	0.04	47	<b>45.44</b>	0.193 < 1	Vérifiée

**2.5. Dispositions constructives**

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :  $L_r > 40 \times \Phi$  en zone IIa

$\Phi = 20 \text{ mm}$  :  $L_r > 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$  → on adopte  $L_r = 85 \text{ cm}$

$\Phi = 16 \text{ mm}$  :  $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$  → on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

$\Phi = 14 \text{ mm}$  :  $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$  → on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\Phi = 12 \text{ mm}$  :  $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$  → on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement

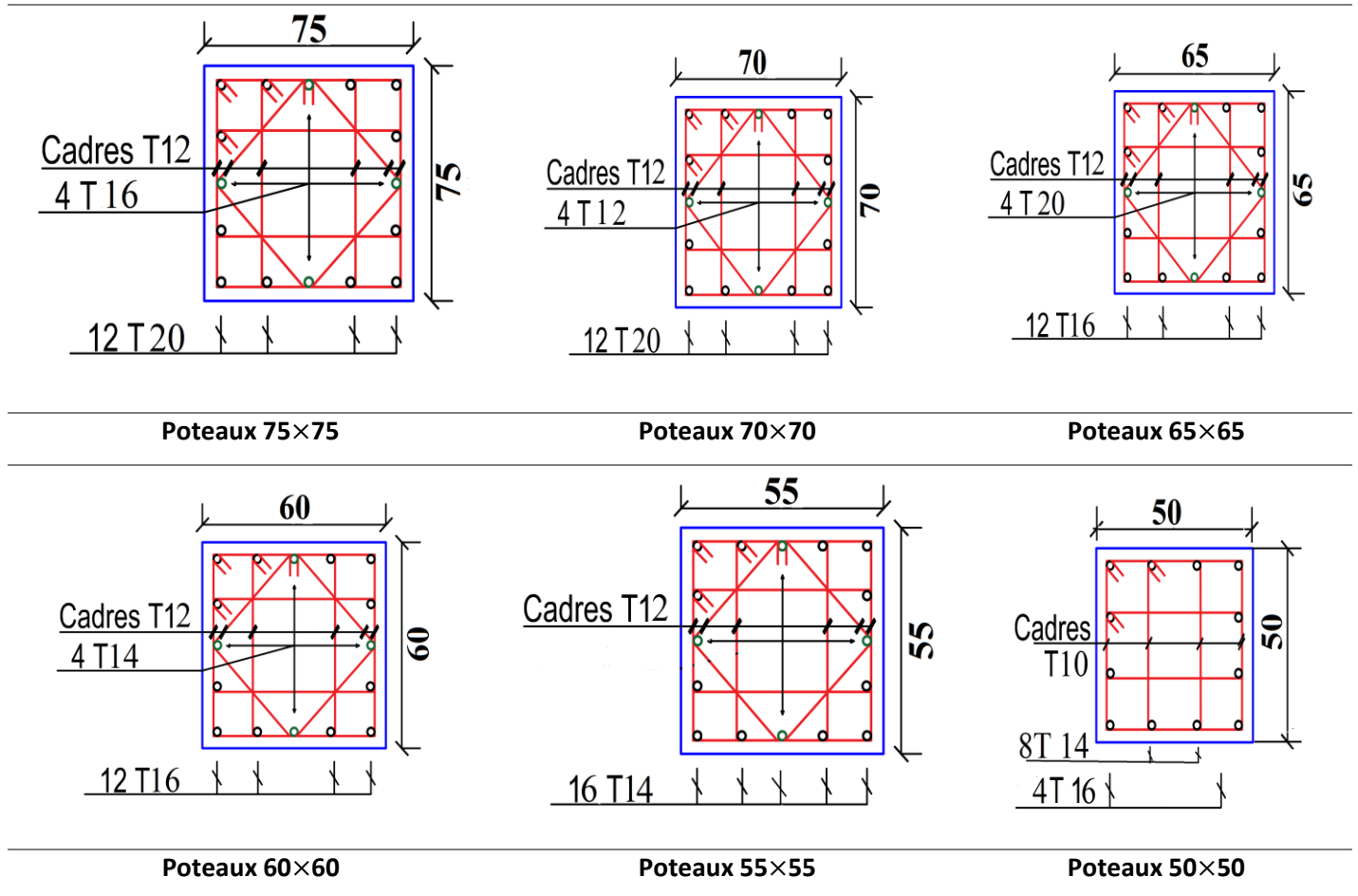
Avec :  $h' = \max(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm})$ ,  $l' = 2 \times h$  ;  $h_e$ : Hauteur de chaque niveau

$h$  : Hauteur de la poutre principale (50cm).

$$\text{Sous-Sol} : \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{RDC} : \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{1<sup>er</sup>-11<sup>ème</sup>} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

**2.6. Schémas de ferrailage**

Tableau 5.7. Schémas de ferrailage des poteaux



### 3. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes

- 1,35G + 1,5Q.....ELU
- G + Q.....ELS
- G + Q ± E.....Accidentelles
- 0,8G ± E ..... Accidentelles

#### 3.1. Recommandations

##### ➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3 \% S_t \times h$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :  
 $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right)$  Zone nodale  
 $S_t \leq \frac{h}{4}$  Zone courante
- La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### 3.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 5.8.** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres

Plancher	Poutres principales		Poutres secondaires		Poutres secondaire Sous chainage		Poutres chainages	
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travé</sub> (KN.m )	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travé</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travé</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)
Commerce	145.52	-203.77	49.13	97.49	69.55	149.59	101.64	-103.81
Habitation	100.29	-179.05	88.21	-104.32	116.10	-220.20	67.32	-108.25
Terrasse	92.59	-121.25	34.79	-65.14	116.26	207.26	70.09	-88.51

#### a) Armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal est calculé manuellement à la flexion simple ; Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant



Tableau 5.9. Armatures longitudinales dans les poutres

Planchers	Type	Localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Commerce	Principale	Appui	-203.77	11.75	8.75	12.06	6HA16
		Travée	145.52	9.59		10.65	3HA16+3HA14
	Secondaire	Appui	-97.49	6.99	7	8.01	3HA14+3HA12
		Travée	49.13	3.41		8.01	3HA14+3HA12
	S sous chainage	Appui	-149.59	8.42	8.75	9.11	3HA16+2HA14
		Travée	69.55	3.79		9.11	3HA16+2HA14
	Chainage	Appui	-103.81	7.57	6	8.01	3HA14+3HA12
		Travée	101.64	8.74		9.24	6HA14
Habitation	Principale	Appui	-179.05	10.21	8.75	10.65	3HA16+3HA14
		Travée	100.29	6.44		9.24	6HA14
	Secondaire	Appui	-104.32	7.52	7	8.01	3HA14+3HA12
		Travée	88.21	6.29		8.01	3HA14+3HA12
	S sous chainage	Appui	-220.20	12.79	8.75	13.19	5HA16+1HA20
		Travée	116.10	6.45		9.24	6HA14
	Chainage	Appui	-108.25	7.92	6	8.01	3HA14+3HA12
		Travée	67.32	5.57		6.79	6HA12
Terrasse	Principale	Appui	-121.25	6.75	8.75	9.11	3HA16+2HA14
		Travée	92.59	5.92		9.11	3HA16+2HA14
	Secondaire	Appui	-65.14	4.58	7	8.01	3HA14+3HA12
		Travée	34.79	2.40		8.01	3HA14+3HA12
	S sous chainage	Appui	-207.26	11.97	8.75	12.06	6HA16
		Travée	116.26	6.46		9.24	6HA14
	Chainage	Appui	-88.51	6.37	6	6.79	6HA12
		Travée	70.09	5.82		6.79	6HA12

## b) Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

- Poutres principales + poutre secondaire sous chainage

$$\phi \leq \min\left(16; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = 12.8 \text{ mm} \rightarrow \phi = 8 \text{ mm. Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

- Poutres secondaires + Poutre chainage

$$\phi \leq \min\left(16; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = 11.4 \text{ mm} \rightarrow \phi = 8 \text{ mm. Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

→  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

• **Poutres principales + poutres secondaires sous chainage**

$$S_{t1} \leq \frac{f_e \times A_t}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm} ; S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) =$$

$$37.8 \text{ cm} ; \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow S_{t3} \leq 25.32 \text{ cm}$$

→ **Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

- $S_t \leq \frac{H}{2} = 22.5 \text{ cm}$ , On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) = 11.25 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

• **Poutres secondaires + poutre chainage**

$$S_{t1} \leq \frac{f_e \times A_t}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm} ; S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} ; \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow$$

$$S_{t3} \leq 25.32 \text{ cm}$$

→ **Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

- $S_t \leq \frac{H}{2} = 20 \text{ cm}$ , On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) = 10 \text{ cm}. \text{ On adopte } S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

- $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.8 \text{ cm}^2$

C'est vérifié

**3.3. Vérifications à L'ELU :**

**a) Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.74 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

$$A_{min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.74 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires sous chainage}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**b) Vérification des contraintes de cisaillement**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible :

$$\text{Poutre principale : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, \text{ car on a une}$$

situation normale

$$\text{Poutre secondaire : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 4.35 \text{ MPa}, \text{ car on a une}$$

situation accidentelle

**Tableau 5.10.** Vérification des contraintes de cisaillement

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ <sub>adm</sub> (MPa)	Observation
Principales	208.82	1.27	3.33	Vérifiée
Secondaires	113.59	0.877	4.35	Vérifiée
Secondaire sous chainage	161.57	1.04	4.35	Vérifiée
Chainage	121.74	1.09	3.33	Vérifiée

### c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

En appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  ; En appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 5.11.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>L</sub> <sup>rive</sup>	A <sub>L</sub> <sup>inter</sup>	Observation
Principale	12.06	208.82	-203.77	5.99	0.198	Vérifiée
Secondaires	8.01	113.59	-97.49	3.26	0.117	Vérifiée
S sous chainage	13.19	161.57	-220.20	4.64	0.795	Vérifiée
Chainage	9.24	121.47	-108.25	3.49	1.28	Vérifiée

L'absence du cisaillement dans les poutres les plus défavorables justifier pour tous les autres poutres

### 3.4. Vérification à l'ELS :

Soit à vérifier les poutres les plus sollicitées

#### a) Etat limite de compression du béton

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$  ;  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton). Tel que  $M_{ser}$  c'est le Moment max à l'ELS ;  $y$  : la Position de l'axe neutre ;  $I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.  $I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$ .

$\frac{b}{2} y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0$ , on aura  $y$

**Tableau 5.12.** Vérification de la contrainte limite du béton

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Principales	Appuis	182.63	12.06	219954	17.47	14.51	15
	Travée	103.31	10.65	201052	16.64	8.55	15
Secondaires	Appuis	85.94	8.01	94829	12.87	11.66	15
	Travées	47.28	8.01	94829	12.87	6.42	15
S sous	appuis	131.32	13.19	180933	15.73	11.42	15

chainage	Travée	97.41	9.24	234426	18.08	7.51	15
Chainage	Appuis	95.27	8.01	90941	14.43	14.32	15
	Travée	72.08	9.24	100650	13.67	10.33	15

b) **Etat limite de déformation** Selon L'article (B.6.5) du BAEL91 et le CBA93 la vérification de la flèche soit nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{1}{16} l \dots\dots\dots 1 \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ h \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \times l \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

**Tableau 5.13.** Vérification des conditions de la flèche

Poutre b×h	l (cm)	A travée (cm²)	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \times l$ (m)	$\frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
Poutres principale 35×50	645	10.65	48.37	17.27	ok	ok	ok
Poutres secondaire 35×40	380	8.01	28.5	13.59	ok	ok	ok
Poutre secondaire sous chainage 35×50	660	9.24	28.5	17.27	ok	ok	ok

**3.5. Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25 , c.à.d. :ça consiste à vérifier la condition suivante :

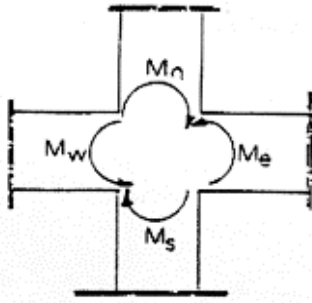
$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \text{ RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

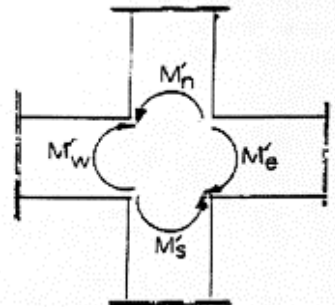
Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2). Tel que :

M<sub>w</sub> : moment résistant à gauche du nœud considéré. M<sub>e</sub> : moment résistant à droite du nœud considéré.

M<sub>n</sub> : moment résistant supérieur du nœud considéré. M<sub>s</sub> : moment résistant inférieur du nœud considéré.



**Figure 5.3.** Premier cas de zone nodale (sens principal).



**Figure 5.4.** Deuxième cas de zone nodale (sens secondaire).

### Détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement : Des dimensions de la section du béton ; de la quantité d'armatures dans la section du béton ; de la contrainte limite élastique des aciers.

$MR = z \times A_s \times \sigma_s$ , avec  $z = 0.9h$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}.$$

### Exemple de calcul

Soit à détailler le calcul du nœud central du plancher RDC qui regroupe le poteau du sous-sol et le RDC

Et les autres résultats seront exposés dans un tableau.

- **Les moments résistants dans le poteau**

Tel que  $z = 0.9h = 0.9 \times 0.75 = 0.675 \text{ m}$

$$A_{1S} = 8\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 29.15 \text{ cm}^2$$

$$M_S = 0.675 \times 29.15 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 787.05 \text{ KN.m}$$

$$A_{1N} = 8\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 29.15 \text{ cm}^2$$

$$M_N = 0.675 \times 787.05 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_n + M_s = 1574.1 \text{ KN.m}$$

- **Les moments résistants dans la poutre principale**

Tel que  $z = 0.9h = 0.9 \times 0.5 = 0.45 \text{ m}$

$$A_{2W} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$M_W = 0.45 \times 12.06 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 217.08 \text{ KN.m}$$

$$A_{2E} = 10.65 \text{ cm}^2$$

$$M_E = 0.45 \times 10.65 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 191.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc } 1.25(M_W + M_E) = 510.97 \text{ KN.m} < M_n + M_s = 1574.1 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Les moments résistants dans la poutre secondaire**

Tel que  $z = 0.9h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$

$$A_{2W} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$M_W = 0.36 \times 8.01 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 115.34 \text{ KN.m}$$

$$A_{2E} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$M_E = 0.36 \times 8.01 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 115.34 \text{ KN.m}$$

Donc  $1.25(M_W + M_E) = 230.68 \text{ KN.m} < M_n + M_s = 1574.1 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$

- **Les moments résistants dans la poutre secondaire sous chainage**

Tel que  $z = 0.9h = 0.9 \times 0.5 = 0.45 \text{ m}$

$$A_{2W} = 9.11 \text{ cm}^2$$

$$M_W = 0.45 \times 9.11 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 163.98 \text{ KN.m}$$

$$A_{2E} = 9.11 \text{ cm}^2$$

$$M_E = 0.36 \times 9.11 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 163.98 \text{ KN.m}$$

Donc  $1.25(M_W + M_E) = 327.96 \text{ KN.m} < M_n + M_s = 1574.1 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$

Alors la rotule plastique de ce nœud dans les sens secondaires est formée dans les poutres

**Tableau5.14.** Vérification des zones nodales.

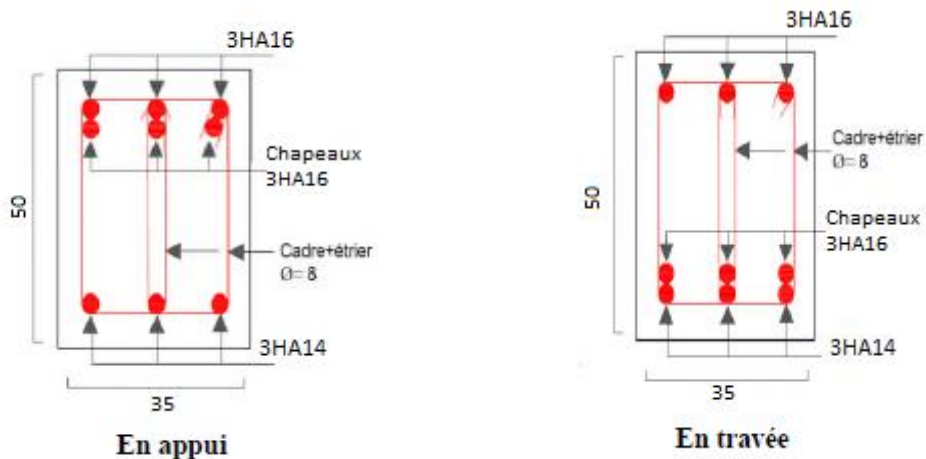
Niveaux	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub>	Poutre	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25 (M <sub>W</sub> +M <sub>E</sub> )	Obs
Sous-sol	787.05	787.05	1574.1	PP	217.08	191.7	510.97	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	163.98	163.98	204.97	
RDC	787.05	787.05	1574.1	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
1 <sup>er</sup>	739.53	787.05	1526.58	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
2 <sup>ème</sup>	690.23	690.23	1380.46	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
3 <sup>ème</sup>	523.46	690.23	1213.69	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
4 <sup>ème</sup>	523.46	523.46	1046.92	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
5 <sup>ème</sup>	413.86	523.46	937.32	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
6 <sup>ème</sup>	413.86	413.86	827.72	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	

7 <sup>ème</sup>	304.72	413.86	718.58	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
8 <sup>ème</sup>	304.72	304.72	609.44	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
9 <sup>ème</sup>	238.68	304.72	543.4	PP	191.7	166.32	447.52	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
10 <sup>ème</sup>	238.68	238.68	477.36	PP	191.7	166.32	447.52	N. vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	237.42	166.32	504.67	
11 <sup>ème</sup>	238.68	238.68	477.36	PP	163.98	163.98	409.95	vérifié
				PS	115.34	115.34	288.35	
				PS ch	216	163.98	474.97	

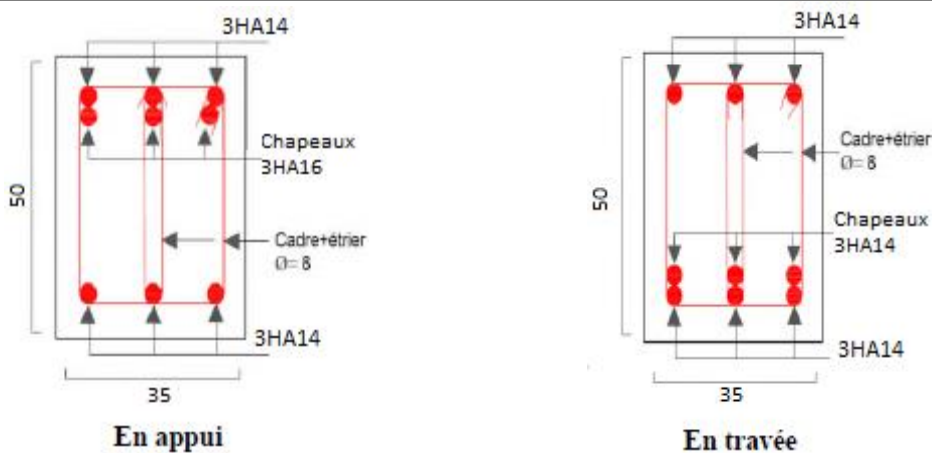
3.6. Schémas de ferrailage

Tableau 5.15. Schémas de ferrailage des poutres principales selon les niveaux

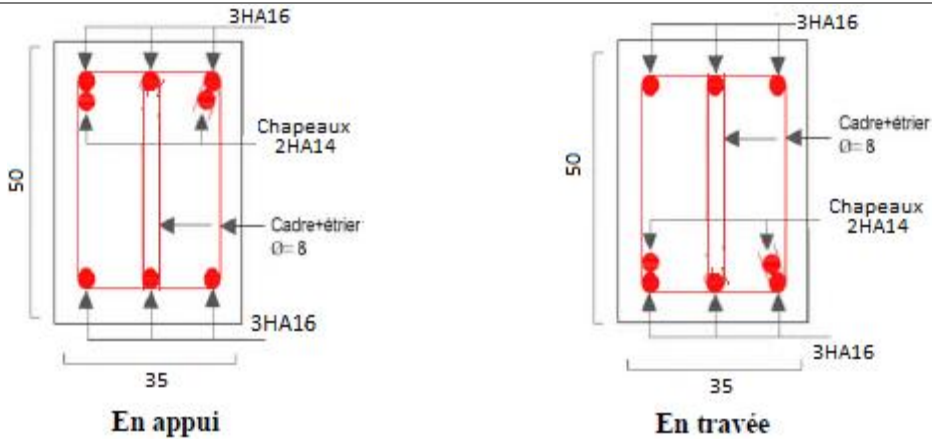
RDC commerce



Habitation

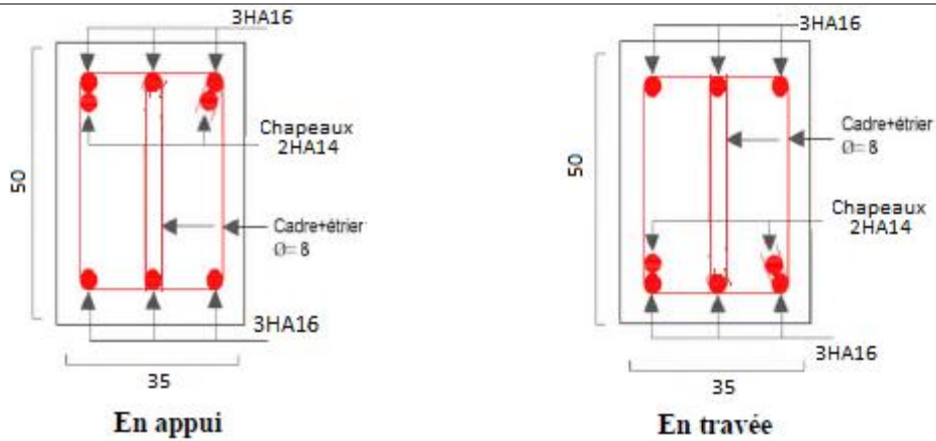


**Terrasse**

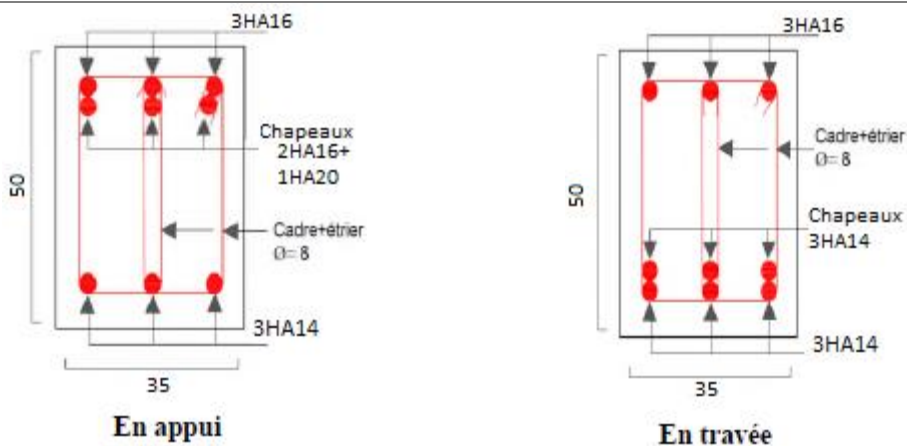


**Tableau 5.16.** Schémas de ferrailage des poutres secondaires sous chainages selon les niveaux

**RDC commerce**

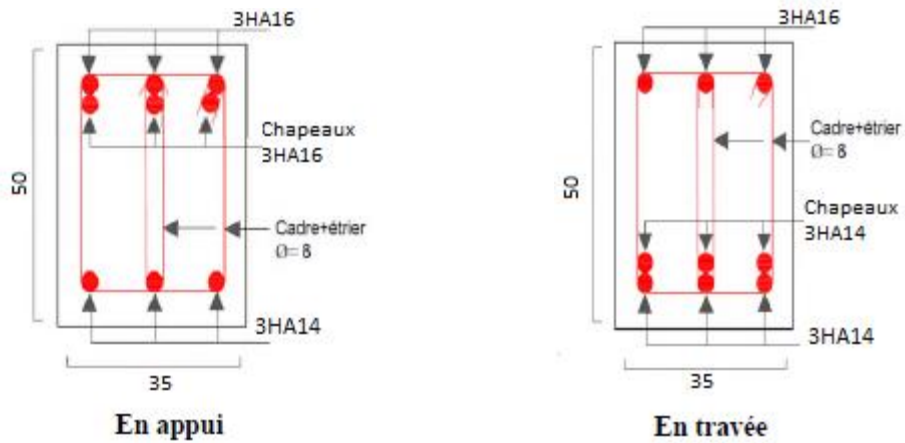


**Habitation**



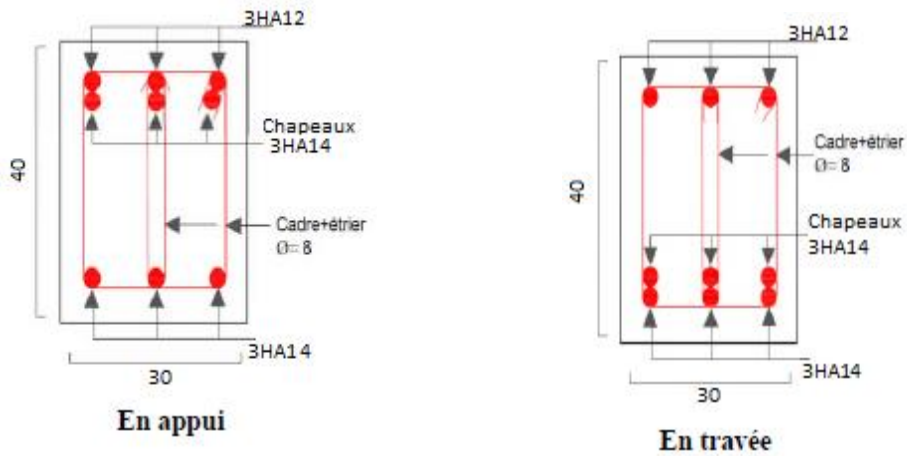


**Terrasse**

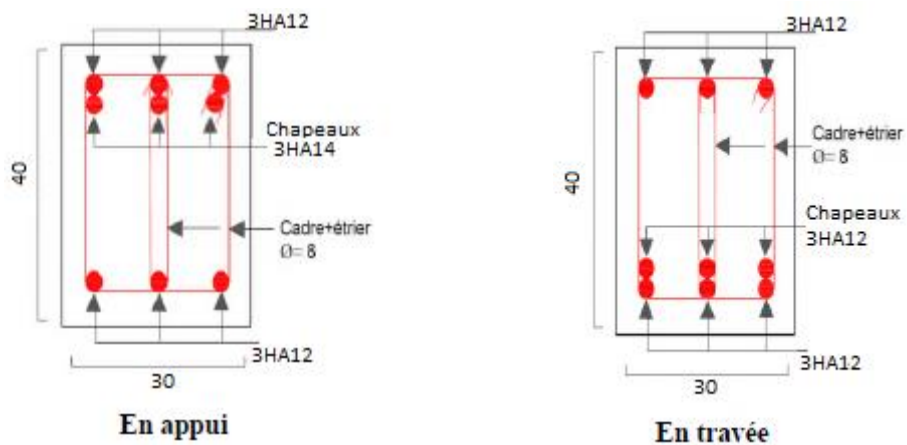


**Tableau 5.17.** Schémas de ferrailage des poutres chaînées selon les niveaux

**RDC commerce**



**Habitation**



Terrasse

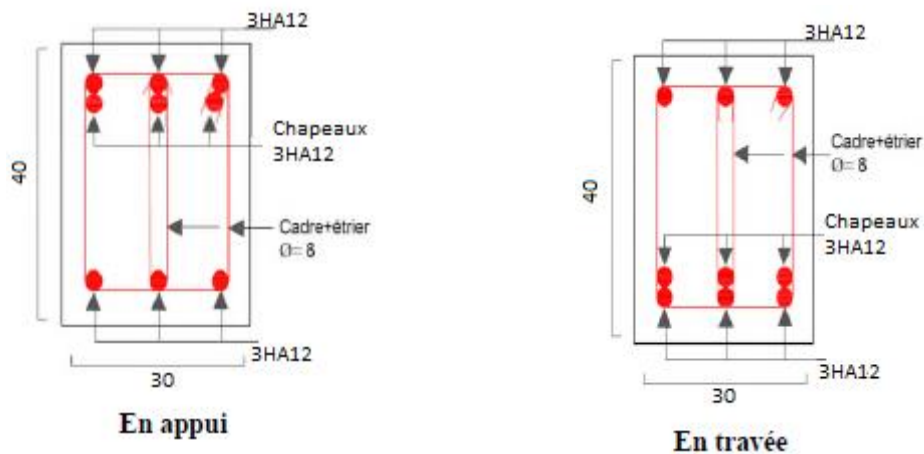
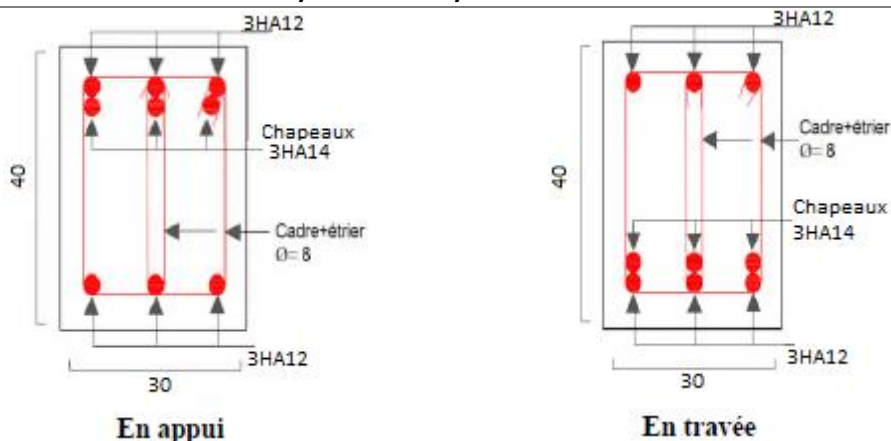


Tableau 5.18. Schémas de ferrailage des poutres secondaires selon les niveaux

RDC / Habitation / Terrasse



4. Etude des voiles

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

1.35G + 1.5Q .....ELU

G + Q ±E et 0,8G ±E.....ELA

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

#### 4.1. Recommandation du RPA99/2003

##### ➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

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

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

##### ➤ Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leur flambement et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$

##### ➤ Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins

##### ➤ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} \times \frac{V}{f_e}$ ; avec ;  $V = 1.4 \times V_u$

##### ➤ Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :  
 $A_{\min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.  
 $A_{\min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante
- ✓ L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .
- ✓ Longueurs de recouvrement :
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Diamètre des barres :  $\phi < \frac{1}{10}$

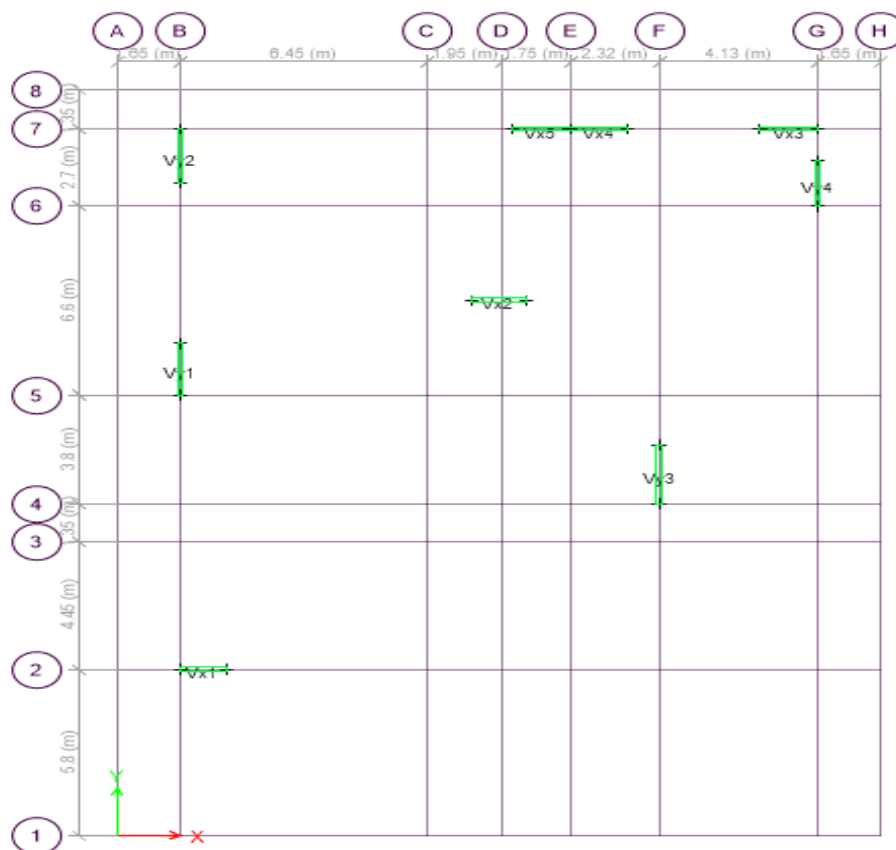


Figure 5.5. Localisation des voiles de contreventement

#### 4.2. Ferrailage :

Vu la présence de plusieurs types de voiles dans notre structure on a opté pour l'étude de deux voiles différents dans les deux sens ; Soit  $V_{x3}$ ,  $V_{y3}$  les plus sollicités. Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.19. Les sollicitations dans le voile  $V_{x3}$  (0.2x1.5)

$V_{x3}$	$N_{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$	$N_{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$	$M_{\max} \rightarrow N^{\text{Correspondant}}$	$V_{\max}$			
Sous-sol RDC	1846.97	65.26	-351.97	82.10	239.31	1041.69	147.63
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	1348.47	49.29	-361.69	73.19	395.67	1122.71	66.56
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	1120.28	76.29	-302.48	222.76	311.02	840.05	46.72
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	768.16	41.63	-82.80	60.24	218.13	582.34	62.52
10 <sup>ème</sup> 11 <sup>ème</sup>	380.99	140.73	-4.42	3.42	140.93	380.99	61.68

#### ➤ Exemple de calcul

##### Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$

On a :  $N_{\max}=1846.97\text{KN}$  ;  $M_{\text{cor}}=65.26\text{ KN.m}$ ;  $V_{\max}=147.63\text{ KN}$ ;  $L=1.5\text{ m}$ ,  $e=0.2\text{ m}$  ;  $d=1.45\text{ m}$ ;

$$d' = 0.05\text{ m} ; e_G = \frac{M}{N} = 0.035\text{m} < \frac{l}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75\text{m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V ; \begin{cases} \sigma_1 = \frac{1846.97 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0.2} + \frac{65.26 \times 10^{-3}}{0.056} \times 0.75 = 7.31\text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1846.97 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0.2} - \frac{65.26 \times 10^{-3}}{0.056} \times 0.75 = 5.02\text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 > 0$ , donc la section est entièrement comprimée.

**Donc :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{avec} \quad \sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

$$A_v = \frac{N_1 - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

$$A_v = 8.498\text{ cm}^2$$

#### Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a :  $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(0.20 \times 1.5) = 4.5\text{ cm}^2$

**Espacement des barres verticales :**  $S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30\text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad \text{avec} \quad \tau_u = \frac{1.4 V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 147.63 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.45} = 0.71\text{ MPa}$$

#### Espacement des barres horizontales

$S_t \leq \min(1.5e ; 30\text{ cm})$   $S_t \leq 33$  On opte pour un espacement de ( $S_t = 20\text{ cm}$ )

$$\text{Donc } A_h = \frac{0.71 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.89\text{ cm}^2 > \frac{0.4 \times S_t \times e}{400} = 0.4\text{ cm}^2 \rightarrow A_h = 0.89\text{ cm}^2$$

#### ➤ Choix des armatures

##### Armatures verticales

La section calculée par ml

$$A_z = 12\text{HA}10 = 9.42\text{ cm}$$

**Armatures horizontales :**  $A_h = 2\text{HA}10 = 1.57\text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats du voile  $V_{V3}$

Tableau 5.20. Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x3}$  dans les autres niveaux

Niveaux	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> 11 <sup>ème</sup>
Section e×L (m <sup>2</sup> )	1.5×0.2	1.5×0.2	1.5×0.2	1.5×0.2
M (KN.m)	49.29	311.02	41.63	140.93
N (KN)	1348.47	840.05	768.16	380.99
V(KN)	66.56	46.72	62.52	61.68
$\sigma_{max}$ (MPa)	5.15	12.28	3.11	3.15
$\sigma_{min}$ (MPa)	3.83	-10.21	2	-0.62
Section	SEC	SPC	SEC	SPC
L <sub>t</sub> (m)	/	0.68	/	0.25
L <sub>c</sub> (m)	/	0.14	/	1
$\tau_u$ (MPa) RPA	0.32	0.22	0.302	0.297
$\tau_{admi}$ RPA	5	5	5	5
$A_V^{cal}$ / face(cm <sup>2</sup> )	6.13	13.04	2.93	0.37
$A_V^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_V^{adopté}$ /face (cm <sup>2</sup> )	7.85	6.79	4.71	4.71
N <sup>barres</sup> /face	10HA10	12HA12	6HA10	6HA10
S <sub>t</sub> (cm)	15	10	25	20
$A_h^{cal}$ / face (cm <sup>2</sup> )	0.24	0.11	0.378	0.371
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.3	0.2	0.75	0.4
$A_h^{adopté}$ / face (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57
N <sup>barres</sup> /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25

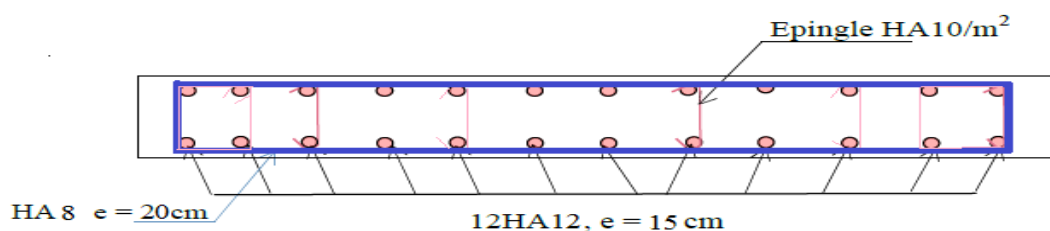
Tableau 5.21. Les sollicitations dans le voile  $V_{y3}$  (0.15x2.05)

$V_{y3}$	$N_{max} \rightarrow M^{correspondant}$		$N_{min} \rightarrow M^{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N^{Correspondant}$		$V_{max}$
Sous-sol RDC	1962.89	18.36	-515.89	214.63	848.8	1079.55	99.79
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	1464.18	23.16	-363.07	50.31	441.36	1219.86	62.35
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	1172.09	97.51	-295.43	130.05	316.25	1099.67	63.69
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup>	770.99	37.02	-127.99	21.29	248.22	629.57	76.07
10 <sup>ème</sup> 11 <sup>ème</sup>	353.17	164.37	-28.63	21.74	194.71	182.90	71.15

Tableau 5.22. Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y3}$  dans les autres niveaux

Niveaux	SS+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>
Section Lxe (m <sup>2</sup> )	0.15x2.05	0.15x2.05	0.15x2.05
M (KN.m)	18.36	23.16	97.51
N (KN)	1962.89	1464.18	1172.09
V(KN)	99.79	62.35	63.69
$\sigma_{max}$ (MPa)	6.55	4.98	4.73
$\sigma_{min}$ (MPa)	6.20	4.54	2.89
Section	SEC	SEC	SEC
$L_t$ (m)	/	/	/
$L_c$ (m)	/	/	/
$\tau_u$ (MPa) RPA	0.466	0.291	0.297
$\tau_{admi}$ RPA	5	5	5
$A_V^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	11.61	8.32	4.2
$A_V^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.61	4.61	4.61
$A_V^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	13.57	9.42	6.28
N barres/face	12HA12	12HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	15	15	25
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.39	0.24	0.25
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	1.01	1.01
N <sup>barres</sup> /face	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20

## Schéma de ferrailage

Figure 5.6. Schéma de ferrailage du voile  $V_{x3}$

# **Chapitre 6 :**

## **Etude de**

# **l'infrastructure**



## 1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

## 2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1) et le DTR BC 2.33.1, se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G+Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

$$1.35G+1.5Q \quad ; \quad G+Q$$

## 3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,55 bar pour une profondeur d'ancrage de 2.5 m

## 4. Radier général

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise. Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé infiniment rigide, Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures.

#### 4.1. Pré dimensionnement

On a :  $N_s = 78803.46 \text{ KN}$ . Sous la combinaison G+Q.

- **La condition du coffrage**

- Nervure :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{645}{10} = 64.5 \text{ cm}$ , soit :  $h_t = 70 \text{ cm}$ .
- La dalle :  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{645}{20} = 32.2 \text{ cm}$ , soit :  $h_r = 35 \text{ cm}$ .

Avec :  $L_{max} = 6.6 \text{ m}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

La hauteur de la nervure :  $h_t = 70 \text{ cm}$ . La hauteur du radier :  $h_r = 35 \text{ cm}$ .

- **La condition de rigidité :**

D'après  $\frac{\pi}{2} \times l_e \geq L_{max} \rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{4 \times E \times I / K \times b}$  tel que :

$l_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

$$L_e = \sqrt[4]{4 \times 3.2 \times 10^7 \times 0.7^3 / (12 \times 4 \times 10^4)} = 3.09 \text{ m} \rightarrow L_e < 6.45 \text{ m la condition n'est pas vérifiée}$$

donc on doit recalculer h a partir de la formule de  $L_e$  pour satisfaire la condition :

On a :  $I = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{48 \times L_{max}^4 \times K / \pi^4 \times E} \rightarrow h \geq 1.02 \text{ m} \rightarrow$  pour éviter d'utiliser des grands diamètres d'aciers on opte pour une section de  $h_t = 110 \text{ cm}$ .

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{1.1^3 \times 3.2 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.34 \text{ m} \rightarrow \frac{\pi}{2} \times 4.04 = 6.82 > 6.45 \text{ m} \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

A partir de là on opte pour un radier de :  $h_r = 40 \text{ cm}$  ;  $h_t = 110 \text{ cm}$

- **Surface du radier  $L_y = 25$   $L_x = 19.90$**

$$\frac{N'}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{radier} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow \text{Avec } N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.4 \times 497.50 = 4975 \text{ KN} ; P_{nervure} = 25 \times 89.8 = 2245 \text{ KN}.$$

$$N' = 78803.46 + 4975 + 2245 = 86023.45 \text{ KN} ; S_{bat} = 497.5 \text{ m}^2.$$

$$S_{radier} \geq \frac{86023.45}{155} = 554.99 \text{ m}^2$$

Donc on opte pour un radier avec débord

#### 4.2. Les vérifications nécessaires

##### Vérification du poinçonnement

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ Avec :}$$

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.  $h$  : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

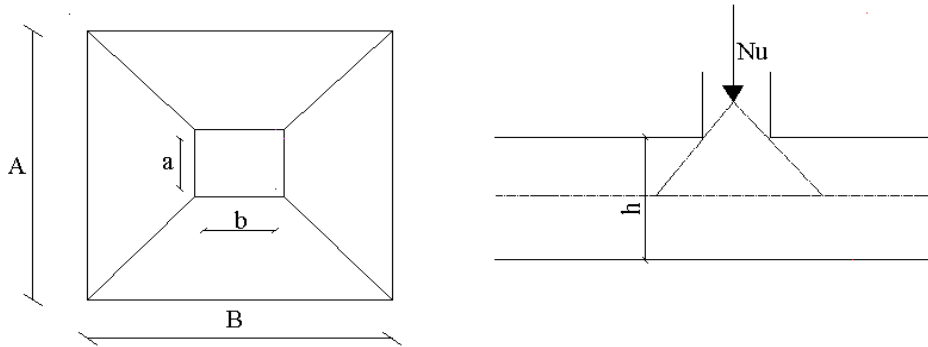


Figure 6.1. Présentation de la zone d'impact de la charge concentré

$$\mu_c = 2 \times (A + B) = 2 \times (1.85 + 1.85) = 7.4m$$

$$N_u = 4.80271 MN < Q_u = 0.045 \times 7.4 \times 1.1 \times \frac{25}{1.5} = 6.11 MN \dots\dots\dots\text{la condition est vérifiée}$$

**Vérification des contraintes dans le sol**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$ . D'après le logiciel AUTOCAD les caractéristiques de notre structure sont comme suite :  $I_x = 16417.91 m^4$ ,  $X_G = 7.72m$ ,  $I_y = 25911.46 m^4$ ,  $Y_G = 15.30 m$ .

$N$  : L'effort normale du aux charges verticales.  $M_{y,x}$  : Moments à la base qui sont extrait directement à partir de l'ETABS2016.  $M_x = 78229.5 KN m$   $M_y = 43627.45 KN m$ . (Sous la combinaison G+Q).

- sens xx :  $\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times y_g}{I_x}$

$$\sigma_1 = \frac{78.80346}{554.99} + \frac{78.2295 \times 15.3}{16417.91} = 0.21 MPa ; \quad \sigma_2 = \frac{78.80346}{554.99} - \frac{78.2295 \times 15.3}{16417.91} = 0.08 MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.23 + 0.08}{4} = 0.194 MPa > \bar{\sigma}_{sol} = 0.155 MPa \rightarrow \text{non vérifiée selon (xx)}$$

On doit augmenter la surface du radier, on prend un débord de 1.5 m selon X-X (après plusieurs itérations) on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 25018.73 m^4, X_G = 10.45 m, I_y = 29817.81 m^4, Y_G = 13.59 m. S = 572.5 m^2$$

$$\sigma_1 = 0.17 MPa ; \sigma_2 = 0.08 MPa$$

Ce qui donne  $\sigma_{ref} = 0.147 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.155 MPa \rightarrow \text{vérifiée selon (xx)}$

- sens y-y:  $\sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times X_g}{I_y}$

$$\sigma_1 = \frac{78.80346}{572.5} + \frac{43.62745 \times 7.72}{29817.81} = 0.149 MPa ; \quad \sigma_2 = \frac{78.80346}{572.5} - \frac{43.62745 \times 7.72}{29817.81} = 0.126 MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.149 + 0.126}{4} = 0.143 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.155 MPa \rightarrow \text{c'est vérifiée dans le sens (yy)}$$

**Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) [1], on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centre de la base des éléments de fondation résistent au renversement.  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ .

$$\text{Sens } xx : e = \frac{78.2295}{78.80346} = 0.99m \leq \frac{B}{4} = \frac{22.9}{4} = 5.72 m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens } yy : e = \frac{43.62745}{78.80346} = 0.55m \leq \frac{B}{4} = \frac{25}{4} = 6.25 m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de largeur  $b=1m$  et  $d=0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.4 = 0.36m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{78.80346 \times 6.45}{2 \times 572.5} = 443.91 KN;$$

$$\tau = 0.123 MPa < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

### 4.3. Ferrailage du radier générale

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, soulagé du poids propre du radier et des nervures ( $G_{min}$ ).

#### Calcul des sollicitations

##### A) A l'ELU

$$N_u = N_u \text{ calculé} + 1.35 \times (N_{radier} + N_{nervure}) = 78803.46 + 1.35 \times (5725 + 2245) = 89562.96 KN$$

$$S_{radier} = 572.5 m^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{89562.96}{572.5} = 156.44 KN/m^2 ; L_x = 5.7 m ; L_y = 5.85 m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.98 \rightarrow \{\mu_x = 0.0384 ; \mu_y = 0.9545\}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 195.18 KNm ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 186.3 KNm$$

$$\text{Moment en travées } \{M_{tx} = 0.85M_{0x} = 165.9 KN.m ; M_{ty} = 0.85M_{0y} = 158.35 KN.m\}$$

$$\text{Moment en appuis } \{M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -82.95 KN.m\}$$

#### Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4)m^2$

- Condition de non fragilité

$$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12cm$$

$$\text{En travée : } A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 3.25 cm^2 ; A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h = 3.2 cm^2$$

$$\text{En appui : } A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 cm^2.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 6.1. Sections de ferrailage du radier

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
Travée	x-x	165.9	0.09	0.118	0.343	13.89	3.25	14.07	7HA16
	y-y	158.35	0.086	0.112	0.344	13.23	3.2	14.07	7HA16
Appui		-82.95	0.045	0.057	0.352	6.77	4.35	7.92	7HA12

## Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$\text{Sens x-x: } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{156.44 \times 5.85}{2} = 457.59 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Sens y-y: } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \times \frac{1}{(1+\frac{\rho}{2})} = 307.11 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée selon les deux sens, donc il n'y a pas risque de cisaillement.

## B) A'ELS

$$N_s = 78803.46 \text{ KN}; q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{78803.46}{572.5} = 137.64 \text{ KN/m}^2; L_x = 5.7 \text{ m}; L_y = 5.85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{Ladalleportédanslesdeuxsens. } \rho = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 204.37 \text{ KNm}; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 198.12 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées } \{ M_{tx} = 0.85M_{0x} = 173.72 \text{ KN.m}; M_{ty} = 0.85M_{0y} = 168.4 \text{ KN.m};$$

$$\text{Moment en appuis } \{ M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -86.86 \text{ KN.m};$$

## Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau 6.2. Vérification des contraintes du radier

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	173.72	10.39	175809	9.81	15	362.41	201.63	Non Vérifiée
	y-y	168.4	10.39	175809	9.36	15	345.92	201.63	Non Vérifiée
Appui		-86.86	8.14	110189	6.12	15	314.63	201.63	Non Vérifiée

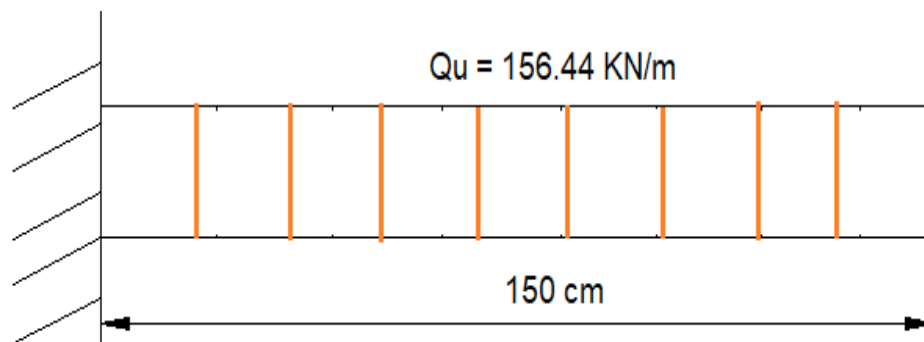
On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS. Avec l'augmentation de la hauteur du radier a :  $h_r = 45 \text{ cm}$   
Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau 6.3.** Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x.x	173.72	0.66	0.43	27.93	9HA20 =28.27	12.5
	y.y	168.4	0.64	0.42	26.98	9HA20 =28.27	12.5
Appuis		-86.86	0.33	0.31	13.34	7HA16=14.07	15

Le schéma de ferrailage du radier est dans l'annexe 1

#### 4.4. Ferrailage du débord

**Figure 6.2.** Schéma statique du débord

- Calcul du moment sollicitant

$$M_u = \frac{-Q_u \times l^2}{2} = -175.99 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant

**Tableau 6.4.** Section d'armatures du débord

M (KN.m)	A cal (cm <sup>2</sup> / ml)	A adop (cm <sup>2</sup> / ml)	Nbre de barre/ ml	St (cm)	Ar (cm <sup>2</sup> / ml)	Ar adop (cm <sup>2</sup> / ml)
-175.99	12.79	14.07	7HA16	15	3.52	4 HA12

- Vérifications à l'ELS

$$M_s = \frac{-Q_s \times l^2}{2} = -\frac{137.64 \times 1.5^2}{2} = -154.84 \text{ KN.m}$$

**Tableau 6.5.** Vérifications des contraintes du débord à l'ELS

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	-154.84	11.21	234252	7.41 < 15	295.34 > 201.63	Non Vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armatures à l'ELS

**Tableau 6.6.** Section d'armatureur du débord à l'ELS

$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	A cal ( $cm^2/ml$ )	A adop ( $cm^2/ml$ )	N <sup>bre</sup> de barre/ml	St (cm)	Ar ( $cm^2/ml$ )	Ar adop ( $cm^2/ml$ )
-154.84	0.46	0.36	21.28	21.99	7HA20	15	5.49	4HA14=6.16

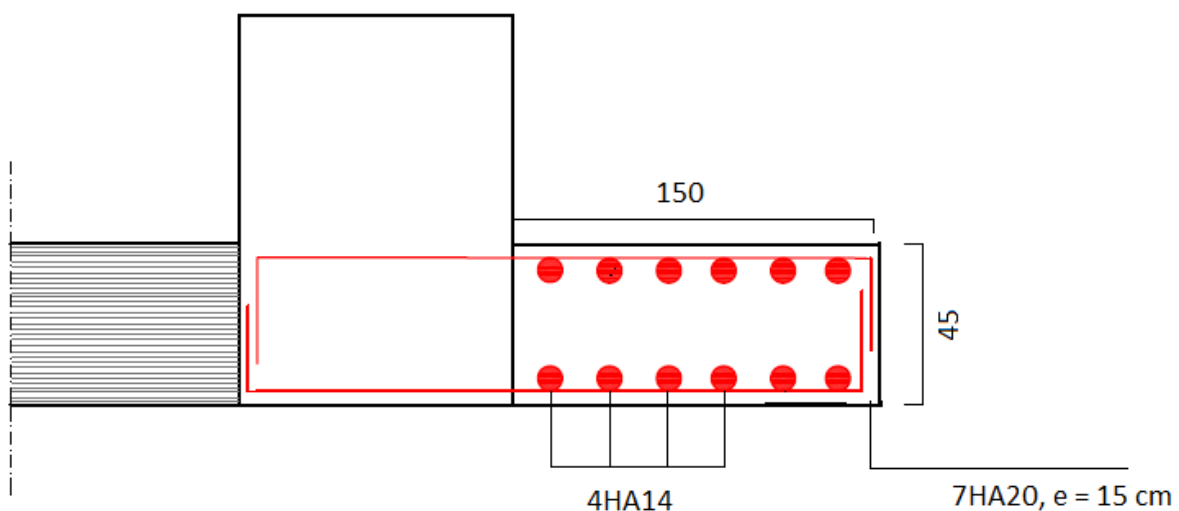
- Vérification au cisaillement

$$b = 1 \text{ m} , d = 0.41 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = Q_u \times l = -263.98 \rightarrow \tau_u = 0.644 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.16 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage du débord



**Figure 6.3.** Schéma de ferrailage du débord

## 5. Les nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

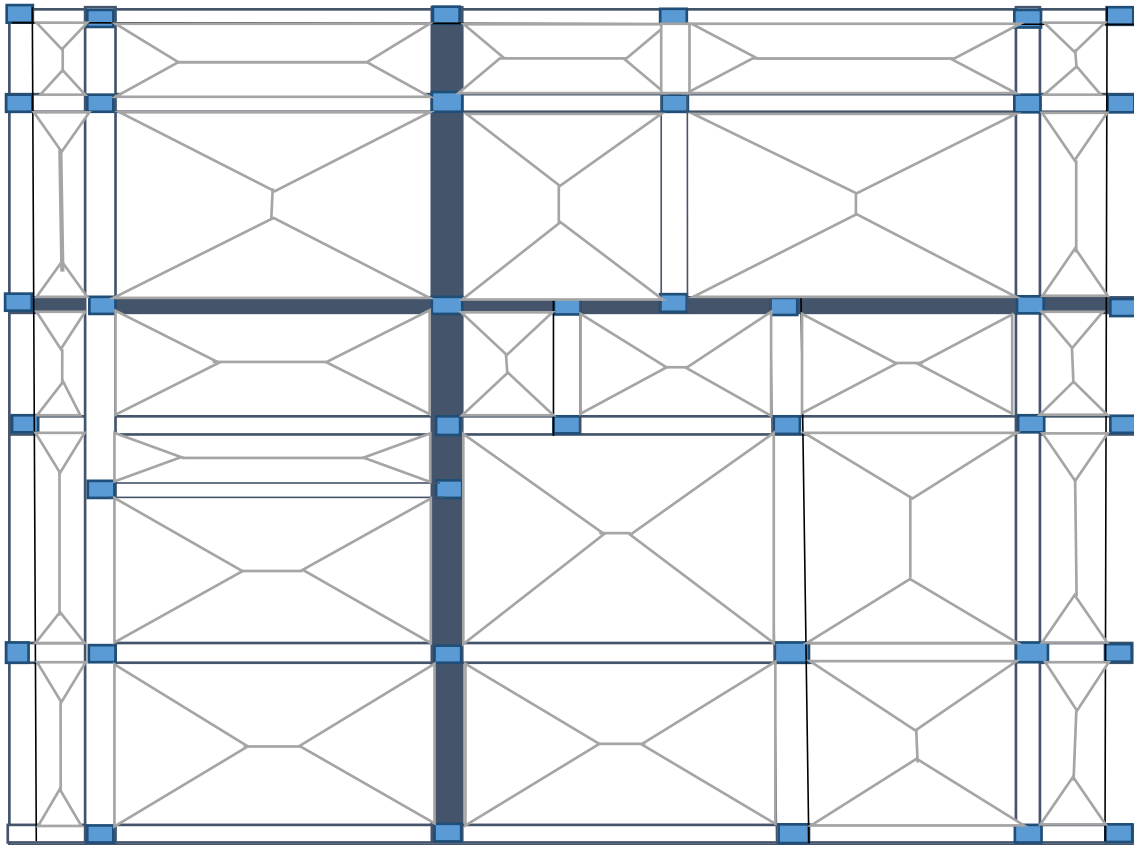


Figure 6.4. Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

- $P_v$  : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

**Charge trapézoïdale**

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] ; \text{ avec: } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \text{ et } \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$$

**Charge triangulaire**

$$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

• **Calcul des sollicitations**

**Moments aux appuis**

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} & \dots \dots \dots \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 & \dots \dots \dots \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec:  $l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$  ; et  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$ .

**Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right).$$



Avec :  $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$  ;  $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$ .

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Sens X-X : on va calculer pour la nervure centrale la plus sollicitée :

5.1. La nervure sens x-x

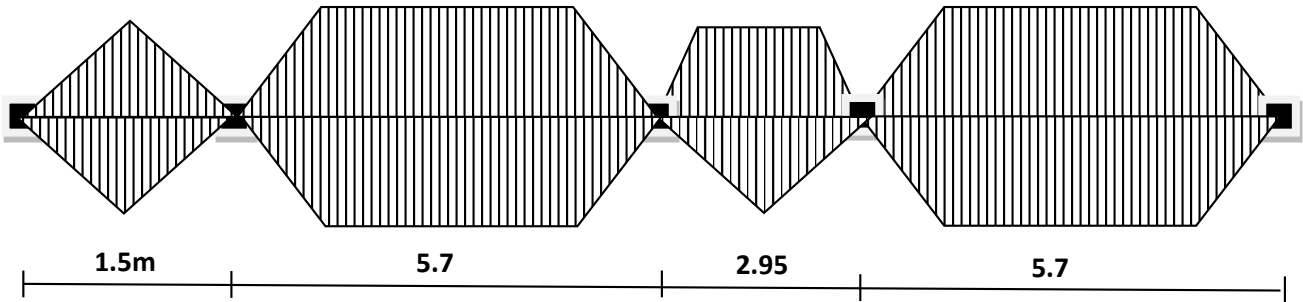


Figure 6.5. Schéma statique de la nervure dans le sens x-x

Les sollicitations dans la nervure sens (xx) sont résumées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 6.7. Les chargements sur la nervure sens x-x à l'ELU

Travée	L	qm	Mg	Md	X <sub>0</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	V <sup>max</sup>
AB	1.5	159.08	0	-1189.096	-4.23	1927.88	1425.369	673.42
BC	5.7	640.31	-1189.096	-1060.901	2.88	2600.17	1475.855	1847.37
CD	2.95	128.48	-1060.901	-1976.65	-0.94	234.89	-1004.003	1802.39
DE	5.7	722.12	-1976.65	0	3.33	3046.82	2027.651	2404.82

Tableau 6.8. Les chargements sur la nervure sens x-x à l'ELS

Travée	L	qs	Mg	Md	X <sub>0</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
AB	1.5	140.42	0	-1048.51	-4.23	820.59	1255.04
BC	5.7	564.6	-1048.51	-935.49	2.88	2292.73	1301.33
CD	2.95	113.4	-935.49	-1756.86	-0.94	207.33	-881.07
DE	5.7	641.88	-1756.86	0	3.33	2532.89	1802.41

Ferraillage de la nervure

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

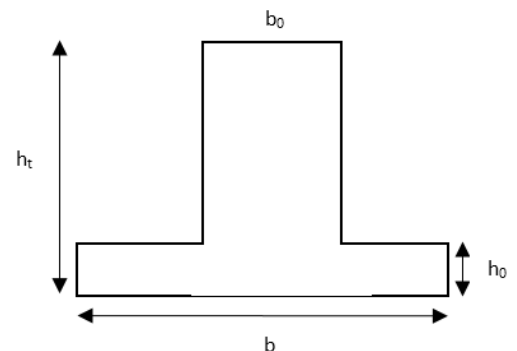
$h = 1.1 \text{ m}$  .  $h_0 = 0.40 \text{ m}$  .  $b_0 = 0.75 \text{ m}$

$d = 1.05 \text{ m}$

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{y^{min}}{10}\right)$  Selon le l'Art 4.1.3 LE CBA93

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5.7}{2}; \frac{1.95}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0.75}{2} \leq \min(2.85; 0.195)$

$\rightarrow b \leq 1.14 \text{ m} \rightarrow b = 1.10 \text{ m}$



Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans les tableaux suivants

A L'ELU :

**Tableau 6.9.** Sections de ferrailage aux niveaux de la travée sens x-x

localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
A – B	1425.369	49.96	12.61	<b>8HA25+2HA32=55.35</b>
B – C	1475.855	51.32	12.61	<b>8HA25+2HA32=55.35</b>
C – D	-1004.003	38.86	12.61	<b>5HA20+5HA25=40.25</b>
D – E	2027.651	66.52	12.61	<b>7HA32+3HA25=71.02</b>

**Tableau 6.10.** Sections de ferrailage aux niveaux des appuis sens x-x

Appuis	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
A	-619.27	29.03	12.61	<b>10HA20=31.42</b>
B	-1189.096	43.69	12.61	<b>10HA25=49.09</b>
C	1060.901	40.34	12.61	<b>10HA25=49.09</b>
D	-1976.65	65.08	12.61	<b>7HA32+3HA25=71.02</b>
E	-521.33	26.58	12.61	<b>10HA20=31.42</b>

**Armatures transversales** Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi t \leq \min(\phi l_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi t \leq \min(20 ; 31.42 ; 75) \text{ mm} - \text{Soit } \phi t = 10 \text{ mm et } A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

(2 cadres  $\phi 10$ ) On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### Vérifications nécessaires

**Vérification de l'effort tranchant à l'ELU** on va vérifier pour l'effort le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2404.82}{b \times d} = 2.08 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

C'est vérifiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts

#### Vérification à l'ELS

**Tableau 6.11.** Vérification des contraintes aux niveaux des travées sens x-x

Travée	$M_s$ (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)
A – B	1255.04	55.35	33.15	562559.1	7.39 < 15	240.42 > 201.63
B – C	1301.33	55.35	33.15	562559.1	7.67 < 15	249.29 > 201.63
C – D	-881.07	39.27	29.15	431204.9	5.96 < 15	232.47 > 201.63
D – E	1802.41	71.02	36.48	678214.7	9.70 < 15	273.13 > 201.63

**Tableau 6.12.** Vérification des contraintes au niveau des appuis sens x-x

Appuis	$M_s$ (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)
B	-1048.51	49.09	31.68	513101.4	6.47 < 15	224.74 > 201.63
C	-935.49	49.09	31.68	513101.4	5.77 < 15	200.51 < 201.63
D	-1756.86	71.02	36.48	678214.7	9.45 < 15	266.23 > 201.63

On remarque que les contraintes pas vérifiées dans certains cas, donc on doit les recalculer à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

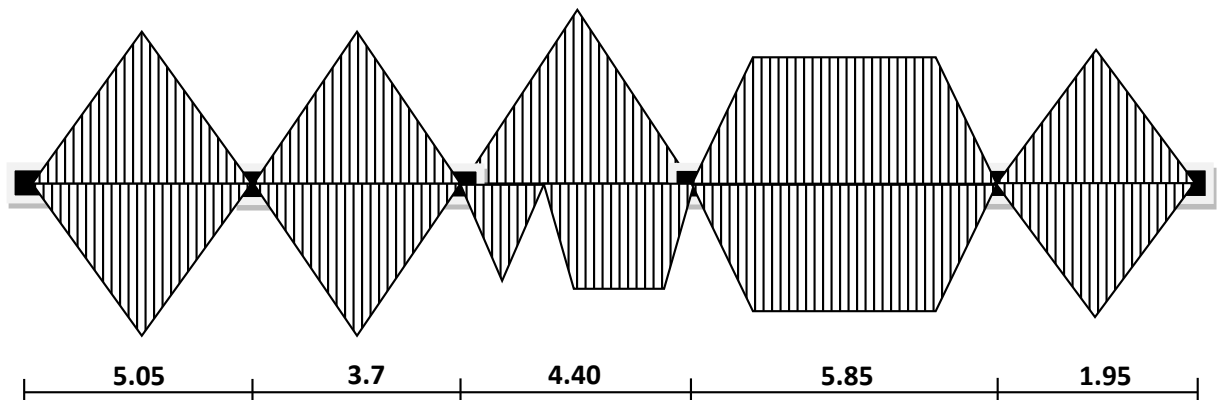
**Tableau 6.13.** Section d'armature aux niveaux des travées sens x-x à l'ELS

Travée	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
A – B	1255.04	0.51	0.376	67.77	<b>7HA32+3HA25=71.02</b>	12.5
B – C	1301.33	0.53	0.382	70.43	<b>7HA32+3HA25=71.02</b>	12.5
C – D	-881.07	0.36	0.32	46.58	<b>10HA25=49.09</b>	12.5
D– E	1802.41	0.74	0.41	80.12	<b>10HA32=80.42</b>	12.5

**Tableau 6.14.** Section d'armature aux niveaux des appuis sens x-x à l'ELS

Appuis	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
B	-1048.51	0.43	0.348	56.02	<b>7HA25+3HA32=58.49</b>	12.5
D	-1756.86	0.72	0.44	78.27	<b>10HA32=80.42</b>	12.5

5.2. La nervure sens y-y



**Figure 6.7.** Schéma statique de la nervure dans le sens y-y

La nervure sens (yy) sont résumées dans les deux tableaux suivants

**Tableau 6.15.** Les chargements sur la nervure sens y-y à l'ELU

Travée	L	qm	Mg	Md	X0	M0	Mt	Vmax
A – B	5.05	763.3	0	-1656.865	2.095	2362.69	1675.337	1599.24
B – C	3.7	559.26	-1656.865	-578.564	2.371	881.13	-84.747	-2255.425
C – D	4.4	398.11	-578.564	-982.225	1.97	952.89	193.602	784.101
D – E	5.85	498.5	-982.225	-945.494	2.938	2132.45	1168.67	1464.391
E – F	1.95	294.74	-945.494	0	2.62	258.69	66.169	-1451.834

**Tableau 6.16.** Les chargements sur la nervure sens y-y à l'ELS

Travée	L	qs	Mg	Md	X0	M0	Mt
A – B	5.05	675.34	0	-1465.929	2.095	2090.42	1482.279
B – C	3.7	494.8	-1465.929	-511.876	2.371	779.57	-74.99
C – D	4.4	352.22	-511.876	-1046.395	1.97	843.06	91.861
D – E	5.85	561.66	-1046.395	-1056.125	2.938	2402.63	1881.757
E – F	1.95	260.78	-1056.125	0	2.62	2280.89	-228.887

**Ferraillage de la nervure**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5.85}{2}; \frac{1.5}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0.75}{2} \leq \min(2.925; 0.15) \rightarrow b \leq 1.05m \rightarrow b = 1m$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans les tableaux suivants

**Tableau 6.17.** Sections de ferraillage aux niveaux de la travée sens y-y

localisation	$M_u$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
A – B	1675.337	59.91	12.77	<b>8HA32=64.34</b>
B – C	-84.747	12.51	12.77	<b>8HA16=16.08</b>
C – D	193.602	15.53	12.77	<b>8HA16=16.08</b>
D – E	1168.67	43.96	12.77	<b>10HA25=49.09</b>
E – F	66.169	11.99	12.77	<b>8HA16=16.08</b>

**Tableau 6.18.** Sections de ferraillage aux niveaux des appuis sens y-y

Appuis	$M_a$ (KNm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
A	-734.56	30.96	12.77	<b>4HA20+4HA25=32.20</b>
B	-1656.865	59.31	12.77	<b>8HA32=64.34</b>
C	-578.564	26.43	12.77	<b>6HA20+2HA25=28.67</b>
D	-982.225	38.31	12.77	<b>8HA25=39.27</b>
E	-945.494	37.21	12.77	<b>8HA25=39.27</b>
F	-465.34	23.19	12.77	<b>8HA20=25.13</b>

**Armatures transversales** : Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :  $\phi t \leq \min(\phi l_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi t \leq \min(16; 31.41; 75) \text{ mm}$  – Soit  $\phi t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres  $\phi 10$ ) On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

## Vérfications nécessaires

Vérfication de l'effort tranchant à l'ELU on va vérfier pour l'effort le plus défavorable

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2255.425}{b \times d} = 2.14 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$  C'est vérfiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts

## Vérfication à l'ELS

**Tableau 6.19.** Vérfication des contraintes aux niveaux des travées sens y-y

Travée	$M_s$ (KN.m)	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$Y$ (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)
A – B	1482.279	64.34	36.42	614972.6	8.77 < 15	247.92 > 201.63
B – C	-74.99	16.08	21.95	206515.4	0.79 < 15	45.23 < 201.63
C – D	91.861	16.08	21.95	206515.4	0.97 < 15	55.41 < 201.63
D – E	-1881.75	49.09	32.81	501783.7	12.3 < 15	406.11 > 201.63
E – F	-228.887	16.08	21.95	206515.4	2.43 < 15	138.06 < 201.63

**Tableau 6.20.** Vérfication des contraintes aux niveaux des appuis sens y-y

Travée	$M_s$ (KN.m)	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	$Y$ (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)
B	-1465.93	64.34	27.22	341204.1	11.69 < 15	341.09 > 201.63
C	-511.876	28.67	27.21	341204.1	4.08 < 15	175.03 < 201.63
D	-1046.39	39.27	27.21	341204.1	8.34 < 15	357.8 > 201.63
E	-1056.12	39.27	27.21	341204.1	8.42 < 15	361.13 > 201.63

On remarque que les contraintes pas vérfiées dans certains cas, donc on doit les recalculer à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau 6.21.** Section d'armateur aux niveaux des travées sens y-y à l'ELS

Appuis	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
B	-1465.93	0.66	0.42	77.51	<b>10HA32=80.42</b>	12.5
D	-1046.39	0.47	0.36	56.16	<b>3HA32+7HA25=58.49</b>	12.5
E	-1056.12	0.48	0.37	56.9	<b>3HA32+7HA25=58.49</b>	12.5

**Tableau 6.22.** Section d'armateur aux niveaux des travées sens y-y à l'ELS

Travée	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
A – B	-1482.279	0.66	0.42	74.41	<b>10HA32=80.42</b>	12.5
D – E	-1881.75	0.84	0.48	80.05	<b>10HA32=80.42</b>	12.5

**Remarque**

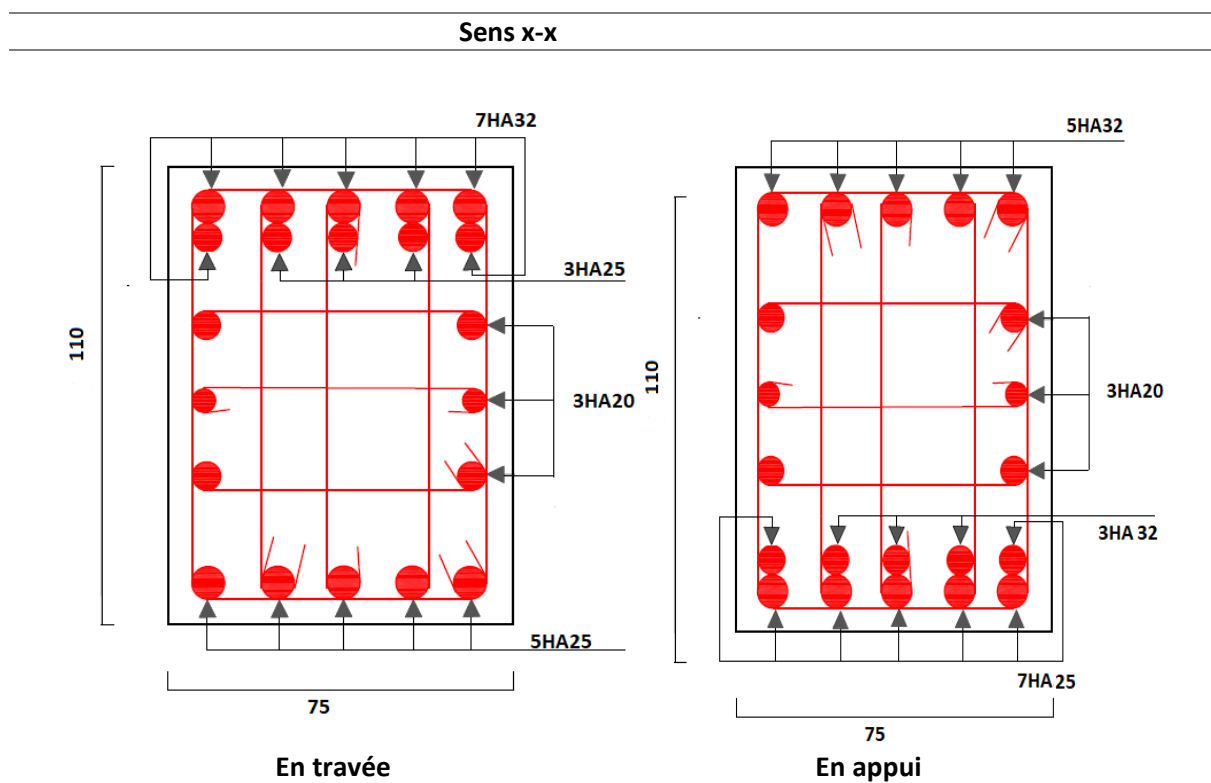
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il nécessite de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA 93 (Art A.7.3)** leurs sections sont d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

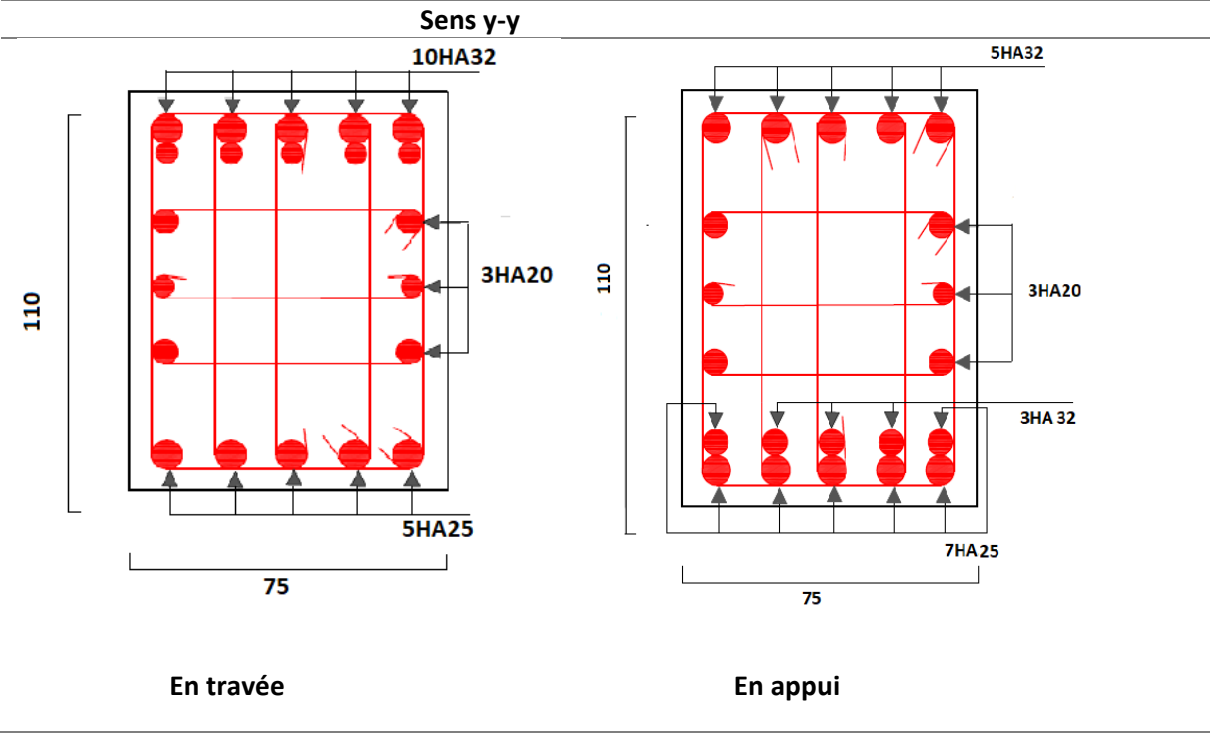
$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h)$$

$$A_p = 0.2\% \times 0.75 \times 1.1 = 16.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_p = 6\text{HA}20 = 18.85 \text{ cm}^2$$

**Schémas de ferrailage des nervures :**

**Tableau 6.23.** Schémas de ferrailage des nervures





## 6. Etude du voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### 6.1. Dimensionnement du voile

La hauteur  $h=3.6$  m

La longueur  $L=6.6$ m

L'épaisseur  $e=20$ cm

#### Caractéristiques du sol

Dans notre cas on a utilisé la TVO comme remblais derrière le mur de caractéristiques suivantes

Le poids spécifique  $\gamma_h=17.2$  KN/m<sup>3</sup>

L'angle de frottement  $\varphi=13.21^\circ$

La cohésion  $C = 0.22$  bar

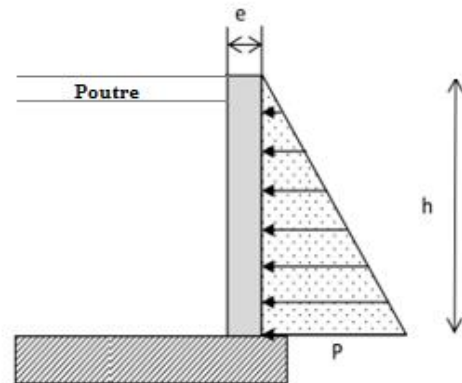


Figure 6.8. Poussée des terres sur les voiles périphériques

#### Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à

#### La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.4 \times 19 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 38.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharges accidentelle } q = 10 \text{ KN/m}^2 \quad \text{donc } Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 6.28 \text{ KN/m}^2$$

### 6.2. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

#### A) Calcul à l'ELU

#### Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = 1.35 \times 38.54 + 1.5 \times 6.28 = 61.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5 \times 6.28 = 9.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc } \sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 48.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{ref} \times 1m = 48.44 \text{ KN/m}$$



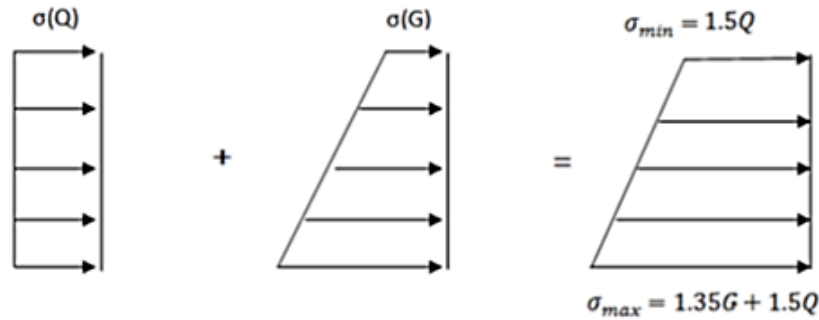


Figure 6.9. Répartition des contraintes sur le mur

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$L_x=3.6\text{ m}$  ;  $L_y= 6.45\text{m}$  ;  $e=0.2\text{ m}$  ;  $b = 100\text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{6.45} = 0.56 > 0.4 \rightarrow \text{Ladalleportédanslesdeuxsens} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \text{ (ANNEX 1)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 0.088 \times 3.6^2 \times 48.44 = 55.24 \text{ KN.m} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 13.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 46.95 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 11.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -27.62 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Avec  $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 2\text{ cm}^2$

Tableau 6.24. Sections de ferrailage de voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barre
Travée	x-x	46.95	0.147	0.199	0.138	9.78	2	10.05	5HA16
	y-y	11.74	0.037	0.047	0.147	2.29	2	3.14	4HA10
Appui		-27.62	0.086	0.112	0.143	5.54	2	5.65	5HA12

• Espacements

Sens x-x  $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$

Sens y-y  $S_t \leq \min(3e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

• Condition de non-fragilité

$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e \geq 12\text{cm}$  ;  $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.56)}{2} \times 100 \times 20 = 1.95\text{cm}^2$$

• Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u}{2} l_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{48.44}{2} \times 3.6 \times \frac{6.45^4}{3.6^4 + 6.45^4} = 79.48 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u}{2} l_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{48.44}{2} \times 6.45 \times \frac{3.6^4}{3.6^4 + 6.45^4} = 13.82 \text{ KN}$$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa}$

$$\tau = \frac{79.48 \times 10^{-3}}{0.15} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.52 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc c'est vérifié}$$

**B) Calcul à l'ELS**

$$\sigma_{min} = Q = 6.28 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{max} = G + Q = 44.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 44.82 + 6.28}{4} = 35.18 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_s = \sigma_{ref} \times 1 \text{ ml} = 35.18 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \quad \text{(ANNEX A)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 0.0923 \times 3.6^2 \times 35.18 = 42.08 \text{ KNm} \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 17.80 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées} \quad \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 35.77 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 15.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \quad M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -21.04 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

**Tableau 6.25. Vérification des contraintes du voile périphérique**

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	x-x	35.77	5.38	19142	10.06 < 15	269.53 > 201.63
	y-y	15.22	3.31	7645.3	6.60 < 15	348.86 > 201.63
Appui		-21.04	4.26	12353	7.26 < 15	274.26 > 201.63

On doit calculer les armatures à l'ELS car les contraintes de traction ne sont pas vérifiées

**Tableau 6.26. Section d'armateur du voile périphérique à l'ELS**

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta(10^{-2})$	$\alpha$	$A_{cat}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	35.77	0.79	0.451	13.92	<b>7HA16=14.07</b>	15
	y-y	15.22	0.34	0.314	6.81	<b>7HA12=7.92</b>	15
Appuis		-21.04	0.46	0.357	7.89	<b>7HA12=7.92</b>	15

# **Conclusion générale**

### Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur

# **Bibliographie**

## BIBLIOGRAPHIE

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3 ème année, master II et master I Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# **ANNEXES**

## ANNEXE 2

### SECTIONS REELLES D'ARMATURES

**Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm**

N $\phi$	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	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



### ANNEXE 3

#### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE 4

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $L_x \times L_y$

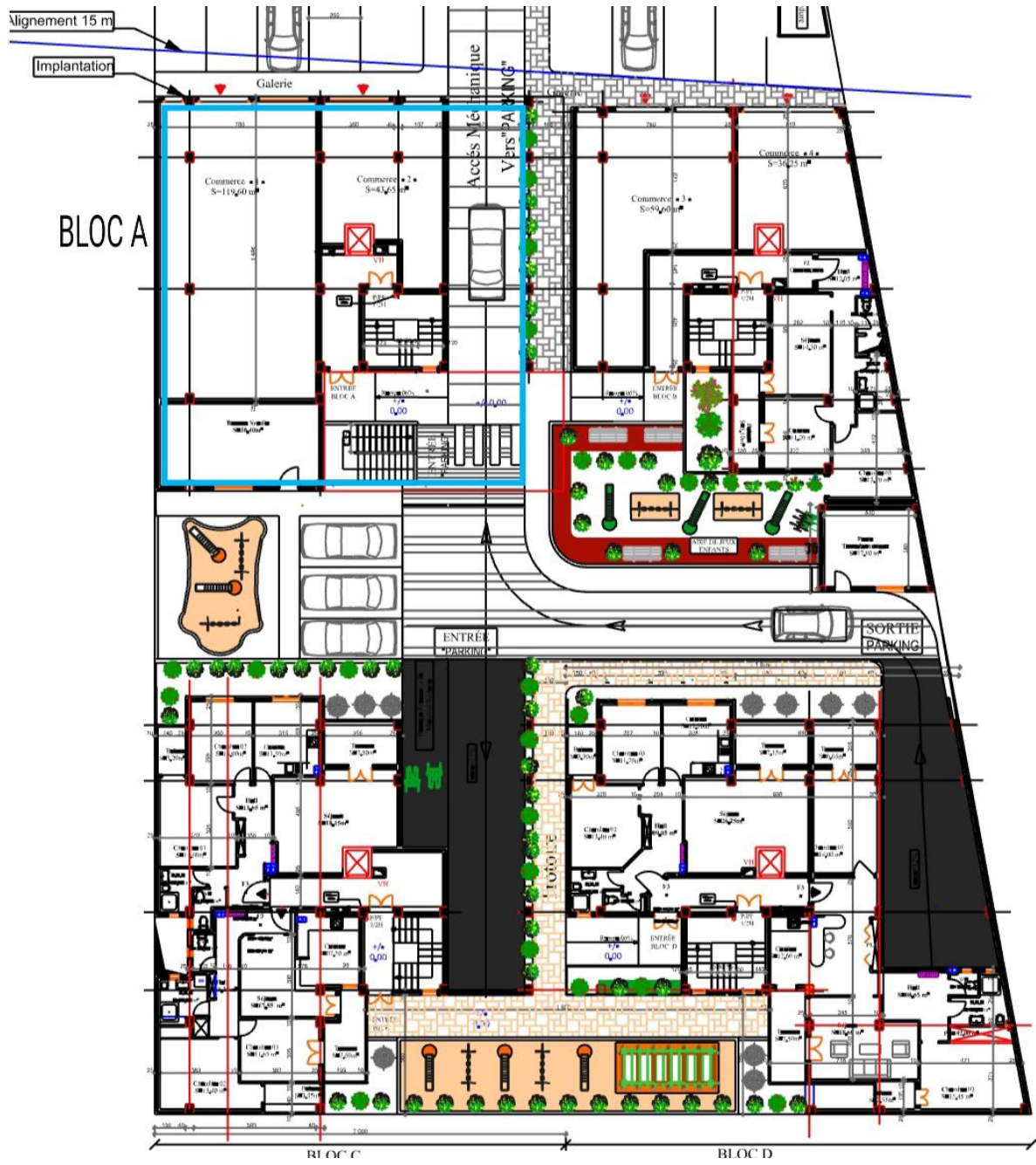
Avec  $L_x < L_y$ .

		$u/l_x$										
		$v/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
<b>Valeurs de M1</b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.095	0.083	0.075	0.068	0.063
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
<b>Valeurs de M2</b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	<b>0.8</b>	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

# **Plan d'architecture**

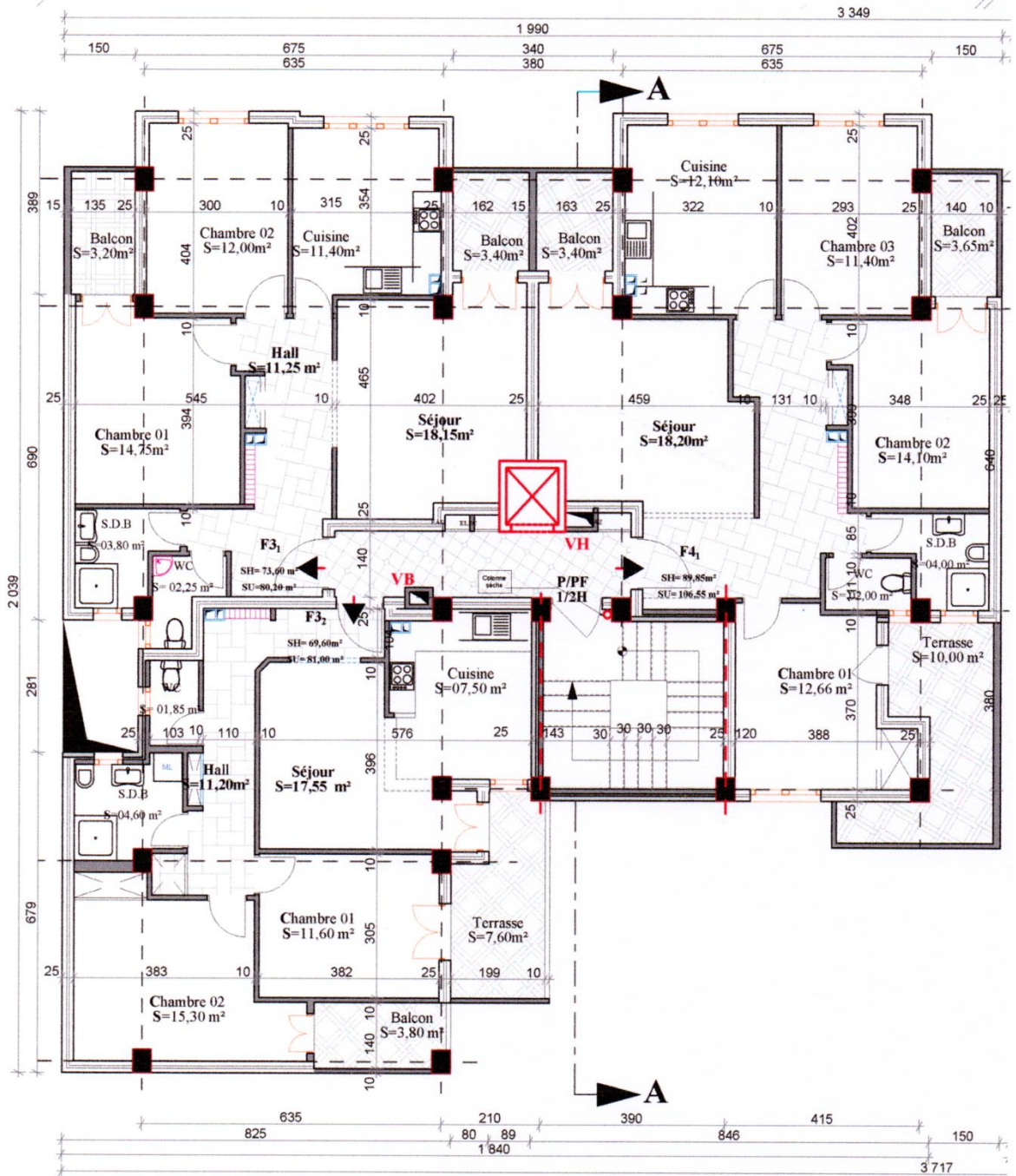


SOUS SOL PARKING



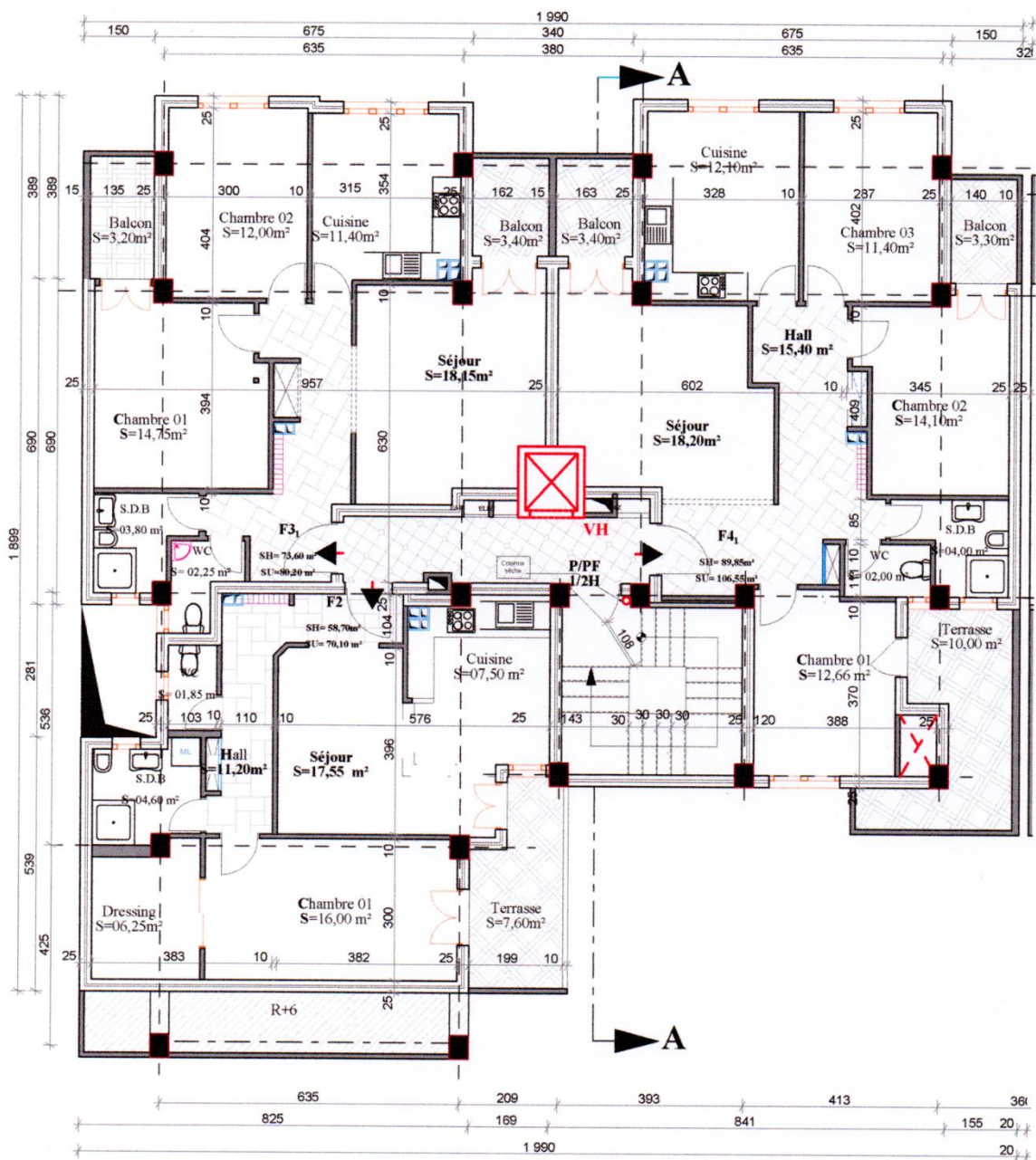
RDC

# BLOC A



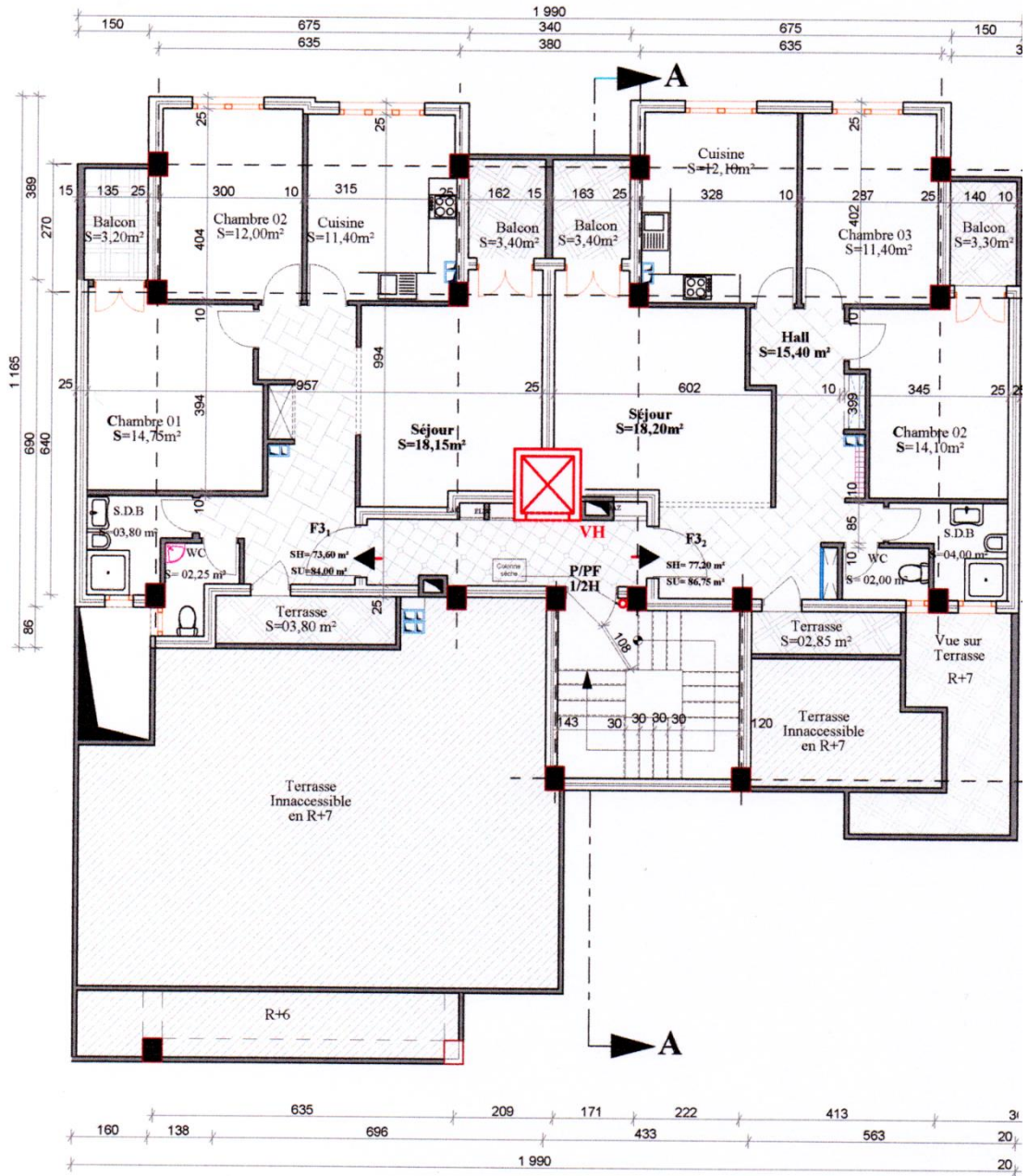
## Etage 1,2,3,4,5,6

# BLOC A



# Etage 7

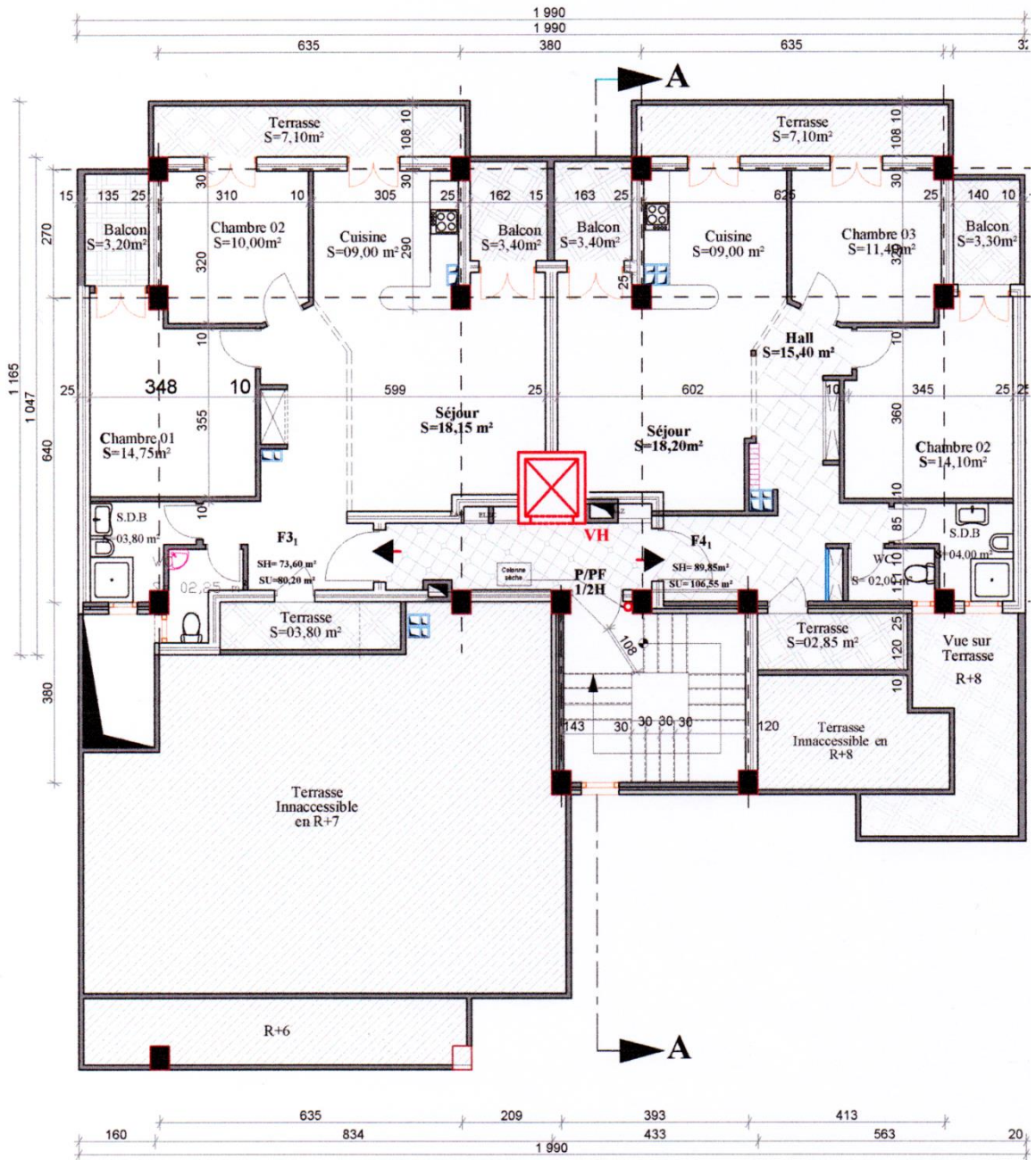
# BLOC A



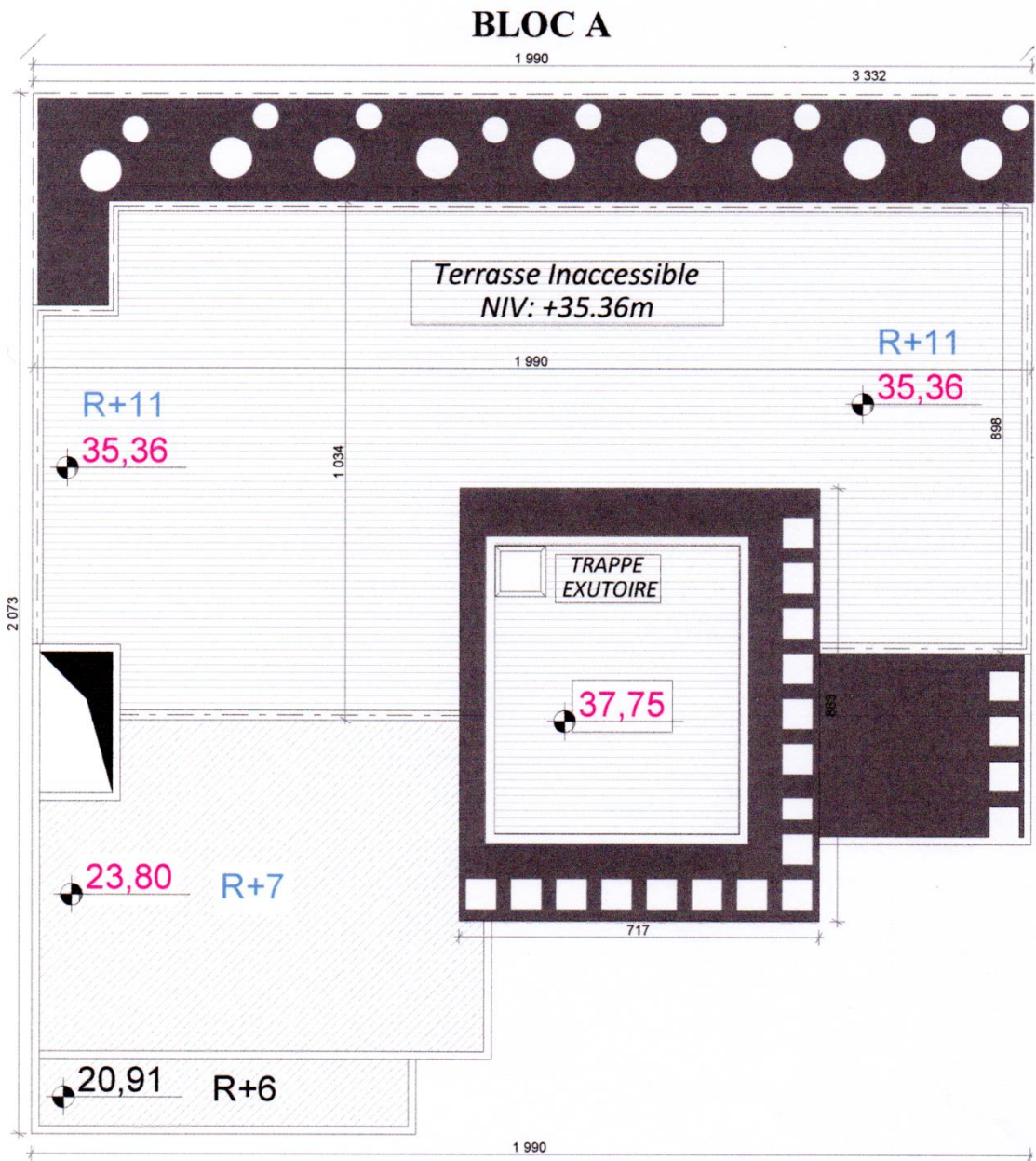
## Etage 8/9/10.



# BLOC A



# Etage 11.



# PLAN TOITURE.



**Façade Principale  
Bloc A & B**