

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université A/Mira de Bejaia  
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur  
Département de Génie Civil*

## *Mémoire*

*En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Matériaux et Structures*

## *Thème*

*Etude d'un bâtiment (R+7+Entresol et Vide sanitaire) contreventé par  
un système mixte*

*Encadré par :*

*M<sup>me</sup> N.MANSOURI*

*Membre de jury :*

*Réalisé par :*

*M<sup>er</sup> Issam MOUZAI*

*M<sup>er</sup> Rida BOUCHAMA*

*Promotion 2016-2017*

## Remerciements

---

*Je remercie mon Dieu le tout puissant qui nous a accordé le courage et la patience dans notre existence.*

*Je tiens à remercier ma directrice de recherche,*

*Mme MANSOURI Naima, la femme dont j'ai toujours apprécié le sérieux et l'éternelle droiture, et à qui j'exprime toute ma reconnaissance pour sa patience et sa compréhension.*

*Je tiens à remercier tous les professeurs du département de génie civil qui m'ont accompagné durant mon cursus qui s'est étalé sur cinq années.*

*Je remercie également les ingénieurs qui sont dans le bain pratique pour leur générosité et disponibilité durant toutes les phases de la réalisation de ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer toute ma gratitude à notre cher ami*

*Le doctorant*

***Ferhat BENMHIDINE** pour ses conseils et orientations.*

*Je tiens à remercier toute l'équipe administrative de notre département pour leurs sérieux dans l'exercice de leur tâche.*

*Je remercie aussi les fonctionnaires des bibliothèques que j'ai eu l'occasion de visiter.*

*Je remercie nos grandes familles pour leur confiance et encouragements.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*Aux deux êtres humains qui sont les plus chères dans ma vie*

*A*

*Ma lumière, celle qui m'a donnée la vie, l'amour, la tendresse et le courage, toi chère Maman*

*Aldjia.*

*Celui qui m'a soutenu et guidé afin que je puisse arriver à cette étape de ma vie, toi chère père*

*Ammar.*

*Et ma tendre grand-mère Nouara.*

*A mon frère Tarak,*

*Mes adorables sœurs : Houda, chaima.*

*A la mémoire de mon grand père AMER, ma grand-mère NOUARA que dieu les accueille dans son vaste paradis.*

*A mes cousins : allaoua, djamel, toufik et mes cousines*

*Mes amis :*

*walid, Seifo, Ferhat, djamel, farouk, walid. K, fouad, koukous, Yanis, moussa, lounis, nassim, wahib,*

*Salah, Micipsa, fouzi, hamza, halim, amir, abd louheb, lyess.*

*Sans oublier*

*Ma très Chère femme H.SONIA*

*Et A*

*Mes amis de la résidence Universitaire Pépinière*

*Mes amis sur facebook*

*Toute la promotion GC*

*A tous ceux qui sont chers je dédie ce rapport*

*À un ami avec lequel j'ai réalisé ce modeste travail*

*Et grâce a lui j'ai eu l'occasion découvrir la signification de la fraternité TOTO*

*Et toute personne qui m'aime*

*A la fin j'aimerai bien remercier l'homme qu'était toujours derrière moi, celui qui m'a donné tous, et celui que j'adore plus que moi-même «Mon cousin VAVA ALLAOUA».*

# *Dédicace*

*Louange à Dieu, le Clément et le Miséricordieux et que la  
bénédiction et la paix soient sur notre prophète Mohamed.*

*Je dédie ce travail :*

*À ma tendre Maman qui a tant prie Dieu pour mon bien.*

*CHERIFA*

*À mon papa pour tous ce qu'il a fait pour moi*

*MOULOUD*

*À toutes mes sœurs en particulier SAKINA*

*À tous mes frères en particulier SAID et SOFIANE*

*à tous mes neveux et nièces.*

*À tous mes beaux-frères et belles-sœurs*

*À un ami avec lequel j'ai réalisé ce modeste travail*

*Et grâce a lui j'ai eu l'occasion découvrir la signification de la fraternité ISSAM.*

*À tous mes amis qui m'ont fait confiance surtout Azou ,nassim , wahib ,hicham ,a selam,*

*Anassim , wissal ,mouloud,koukous,fouzouch,khaled,bouchi,ferhat,lounis,louiza,amola.*

*À toute la promotion de génie civil avec laquelle j'ai partagé tant de bonnes choses.*

*À tous qui m'aiment et que j'aime.*

# Table des matières

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralité

I.1. introduction.....	1
I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage.....	1
I.4. Le système de contreventement.....	2
I.5. Définition des éléments de l'ouvrage.....	2
I.6. Règlements et normes utilisés.....	4
I.7. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91.....	4
I.8. Définition de l'état limite.....	5

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.2.1. Les planchers.....	14
II.2.2. Les poutrelles.....	18
II.2.3. Les murs.....	19
II.2.4. Les escaliers.....	19
II.3. L'acrotère.....	24
II.4. Les poutres.....	25
II.5. Les voiles.....	26
II.6. Les poteaux.....	27
II.7. Evaluation des charges et surcharges.....	28
II.8. Descente des charges.....	31
II.9. Conclusion.....	41

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des plancher.....	42
III.2. Dalles pleines.....	63
III.3. Etude de l'ascenseur.....	71
III.4. L'acrotère.....	77
III.5. les Escalier.....	82
III.6. Calcul des poutres de chainages.....	108

### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	111
IV.2. Modélisation.....	111
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	112
IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale.....	112
IV.5. Vérification des résultats et les exigences du RPA99/2003.....	120
IV.6. Conclusion.....	124

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

<b>V.1.</b> Introduction.....	125
<b>V.2.</b> Etude des poteaux.....	125
<b>V.3.</b> Etude des poutres.....	136
<b>V.4.</b> Etude des voiles.....	144

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

<b>VI.1.</b> Introduction.....	151
<b>VI.2.</b> Combinaisons de calcul.....	151
<b>VI.3.</b> Reconnaissance du sol.....	151
<b>VI.4.</b> Choix du type de fondation.....	151
<b>VI.5.</b> Ferrailage du radier général.....	157
<b>VI.6.</b> Etude des nervures.....	161
<b>VI.7.</b> Etude du voile Périphérique.....	167

## **Bilan quantitatif et estimatif**

## **Conclusion général**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

## **Plan de la structure**

## Table des figures

<b>Figure I.2.</b> Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	10
<b>Figure II.1.</b> Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	15
<b>Figure II.2.</b> Plan de disposition des poutrelles (RDC).....	15
<b>Figure II.3.</b> Les dalles sur deux appuis.....	16
<b>Figure II.4.</b> Les dalles sur deux appuis.....	17
<b>Figure II.5.</b> Les dalles sur trois appuis.....	17
<b>Figure II.6.</b> Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	17
<b>Figure II.7.</b> Schéma d'une poutrelle.....	18
<b>Figure II.8.</b> Schéma terminologie d'escalier.....	19
<b>Figure II.9.</b> Escalier à deux volets.....	21
<b>Figure II.10.</b> Schéma statique de la volée.....	21
<b>Figure II.11.</b> Schéma statique de la 1 <sup>eme</sup> volée (type1).....	22
<b>Figure II.12.</b> Schéma statique de la 2 <sup>eme</sup> volée (type1).....	22
<b>Figure II.13.</b> Schéma statique de la 3 <sup>eme</sup> volée (type1).....	22
<b>Figure II.14.</b> Schéma statique de la 1 <sup>eme</sup> volée (type2).....	23
<b>Figure II.15.</b> Schéma statique de la 2 <sup>eme</sup> volée (type2).....	23
<b>Figure II.16.</b> Schéma statique de la 3 <sup>eme</sup> volée (type2).....	23
<b>Figure II.17.</b> Acrotère.....	24
<b>Figure II.18.</b> Hauteur libre d'étage.....	27
<b>Figure II.19.</b> Surface afférente du niveau 8.....	32
<b>Figure II.20.</b> Surface afférente du niveau 7.....	33
<b>Figure II.21.</b> Surface afférente du niveau 1.....	33
<b>Figure II.22.</b> Surface afférente du l'entresol.....	34
<b>Figure II.23.</b> Surface afférente du niveau RDC.....	34
<b>Figure II.24.</b> Surface afférente du niveau Vide.S.....	35
<b>Figure II.25.</b> Surface afférente du niveau 7.....	37
<b>Figure II.26.</b> Surface afférente du l'entresol à 6.....	37
<b>Figure II.27.</b> Surface afférente du V.S + R.D.C.....	37
<b>Figure III.1.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	43
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus de 2 travées.....	43
<b>Figure III.3.</b> Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	44
<b>Figure III.4.</b> Diagramme des efforts tranchant pour une poutre à plus de 2 travées.....	44
<b>Figure III.5.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	63
<b>Figure III.6.</b> Schéma statique de la dalle D1.....	64
<b>Figure III.7.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D1.....	69
<b>Figure III.8.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D2.....	69
<b>Figure III.9.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D3.....	69
<b>Figure III.10.</b> Schéma de ferrailage de la dalle D4.....	70
<b>Figure III.11.</b> Schéma statique et concept d'ascenseur.....	71
<b>Figure III.12.</b> Coupe transversale d'ascenseur.....	71
<b>Figure III.13.</b> Schéma représentant la surface d'impact.....	72

<b>Figure III.14.</b> Schéma de ferrailage du local machine.....	75
<b>Figure III.15.</b> Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	76
<b>Figure III.16.</b> Schémas de l'acrotère.....	77
<b>Figure III.17.</b> Les Sollicitations sur l'acrotère.....	78
<b>Figure III.18.</b> Section à ferrailer.....	79
<b>Figure III.19.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	82
<b>Figure III.20.</b> Schéma de ferrailage de la partie <b>AD</b> de l'escalier.....	90
<b>Figure III.21.</b> Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.....	91
<b>Figure III.22 :</b> Schémas de ferrailage de la poutre brisée.....	97
<b>Figure III.23.</b> Schéma de ferrailage des volées 1 et 2 de l'escalier.....	102
<b>Figure III.24.</b> Schémas du palier de repos.....	102
<b>Figure.III.25.</b> Schéma de ferrailage du palier de repos .....	104
<b>Figure III.26.</b> Schéma statique de la poutre palière.....	104
<b>Figure III.27.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	107
<b>Figure III.28.</b> Schéma statique de la poutre de chainage.....	108
<b>Figure III.29.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chainage .....	110
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse.....	116
<b>Figure IV.2.</b> Disposition des voiles de contreventement.....	116
<b>Figure IV.3.</b> Vue en 3D du model obtenu par le logiciel <b>SAP2000V15</b> .....	117
<b>Figure IV.4.</b> Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).....	118
<b>Figure IV.5.</b> Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	119
<b>Figure IV.6.</b> Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z).....	119
<b>Figure V.1.</b> Zone nodale.....	126
<b>Figure V.2.</b> Ancrage des armatures transversales.....	127
<b>Figure V.3.</b> Section d'un poteau.....	131
<b>Figure V.4.</b> Schéma de ferrailage des poteaux du V.S, RDC, E.S et des étages 1,2....	134
<b>Figure V.5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 3 à 6.....	135
<b>Figure V.6.</b> Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 7 et 8.....	135
<b>Figure V.7.</b> Schéma de ferrailage de poteau long RDC.....	135
<b>Figure VI.8.</b> Répartition des moments dans les zones nodales.....	140
<b>Figure VI.9.</b> Formation de rotules plastique.....	141
<b>Figure V.10.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC.....	143
<b>Figure V.11.</b> Schéma des contraintes.....	147
<b>Figure V.12.</b> Schéma de ferrailage du Voile $V_{y1}$ (niveau R.D.C).....	150
<b>Figure VI.1.</b> Semelle filante.....	152
<b>Figure VI.2.</b> Schéma de ferrailage du radier.....	159
<b>Figure VI.3.</b> Schéma statique du débord.....	159
<b>Figure VI.4.</b> Schéma de ferrailage du débord.....	160
<b>Figure VI.5.</b> Schéma des lignes de rupture du radier.....	161
<b>Figure VI.6.</b> Schéma statique de la nervure selon X-X.....	162
<b>Figure VI.7.</b> Diagramme des moments fléchissant selon X-X.....	162
<b>Figure VI.8.</b> Diagramme des efforts tranchants selon X-X.....	162
<b>Figure VI.9.</b> Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	163
<b>Figure VI.10.</b> Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y.....	163



<b>Figure VI.11.</b> Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y.....	163
<b>Figure VI.12.</b> Schéma des nervures.....	164
<b>Figure VI.13.</b> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x/y-y.....	166
<b>Figure VI.14.</b> Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	167
<b>Figure VI.15.</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	170

## Table des tableaux

<b>Tableau II.1.</b> Résultat de calcul pour l'escalier type 2.....	22
<b>Tableau II.2.</b> Résultat de calcul pour l'escalier type 3.....	24
<b>Tableau II.3.</b> Charge permanente revenant à l'acrotère.....	25
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible corps creux.....	28
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant a corps creux.....	28
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges dans les planchers courant à dalles pleines.....	29
<b>Tableau II.7.</b> Évaluation des charges dans les murs extérieurs.....	29
<b>Tableau II.8.</b> Évaluation des charges du palier.....	29
<b>Tableau II.9.</b> Évaluation des charges des volées.....	30
<b>Tableau II.10.</b> Évaluation des charges de la dalle pleine.....	30
<b>Tableau II.11.</b> Évaluation des charges de la dalle pleine (balcons).....	30
<b>Tableau II.12.</b> Surcharge d'exploitation.....	31
<b>Tableau II.13.</b> Descente des charges de différent niveau.....	31
<b>Tableau II.14.</b> Poids propre des poteaux.....	32
<b>Tableau II.15.</b> Les charges revenant au poteau A.....	35
<b>Tableau II.16.</b> Les charges revenant au poteau B.....	38
<b>Tableau II.17.</b> Vérification de critère de résistance.....	39
<b>Tableau II.18.</b> Vérification de critère de stabilité de forme.....	41
<b>Tableau III.1</b> Les différents Types de poutrelles.....	45
<b>Tableau III.2.</b> Combinaisons d'action.....	26
<b>Tableau III.3.</b> Les moments isostatiques max en travées.....	48
<b>Tableau III.4.</b> Sollicitations à l'ELU (type 1) .....	49
<b>Tableau III.5.</b> Sollicitations à l'ELU (type 1) .....	50
<b>Tableau III.6.</b> Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles.....	50
<b>Tableau III.7.</b> Les Sollicitations maximales.....	51
<b>Tableau III.8.</b> Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	60
<b>Tableau III.9.</b> Vérification des armatures longitudinale au cisaillement.....	60
<b>Tableau III.10.</b> Vérification des états limite de compression du béton.....	60
<b>Tableau III.11.</b> vérification des états limite de déformation.....	61
<b>Tableau III.12.</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	62
<b>Tableau III.13.</b> Données des différents types de dalle pleine.....	63
<b>Tableau III.14.</b> Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	66
<b>Tableau III.15.</b> Vérification de l'effort tranchant.....	66
<b>Tableau III.16.</b> Calcul du ferrailage à l'ELU.....	66
<b>Tableau III.17.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	66
<b>Tableau III.18.</b> Vérifications de la flèche à l'ELS .....	68
<b>Tableau III.19.</b> Ferrailage de la dalle D'ascenseur .....	73
<b>Tableau III.20.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	74
<b>Tableau III.21.</b> Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	75
<b>Tableau III.22.</b> Vérification des contraintes.....	76
<b>Tableau III.23.</b> Combinaison d'action l'acrotère.....	78

<b>Tableau III.24.</b> Résultats de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> partie.....	90
<b>Tableau III.25.</b> Résultats de ferrailage de la poutre brisé .....	93
<b>Tableau III.26.</b> Calcul à l'ELS.....	96
<b>Tableau III.27.</b> Résultats de ferrailage des volées (1) et (2).....	99
<b>Tableau III.28.</b> Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	100
<b>Tableau III.29.</b> Résultat de ferrailage de palier de repos.....	102
<b>Tableau III.30.</b> Résultat du ferrailage de la poutre palière.....	105
<b>Tableau III.31.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	107
<b>Tableau III.32.</b> Moments et ferrailages correspondant .....	109
<b>Tableau III.33.</b> Vérification des contraintes.....	109
<b>Tableau III.34.</b> Vérification de la flèche.....	110
<b>Tableau IV.1.</b> Valeurs des pénalités.....	113
<b>Tableau IV.2.</b> Périodes et taux de participation massique de la structure.....	116
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales....	120
<b>Tableau IV.4.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontale.	120
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	121
<b>Tableau IV.6.</b> Vérifications des déplacements de niveaux.....	122
<b>Tableau IV.7.</b> Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	123
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	123
<b>Tableau IV.9.</b> Dimensions finales des éléments structuraux.....	124
<b>Tableau V.1.</b> Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	126
<b>Tableau V.2.</b> Sollicitations dans les différents poteaux.....	128
<b>Tableau V.3.</b> Ferrailage longitudinal des poteaux.....	129
<b>Tableau V.4.</b> Ferrailage transversales des poteaux.....	129
<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des différents poteaux.....	130
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	131
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes de cisaillement.....	132
<b>Tableau V.8.</b> Dimensions de la zone nodale.....	132
<b>Tableau V.9.</b> Sollicitations dans les différents poteaux.....	133
<b>Tableau V.10.</b> Ferrailage longitudinal de poteau.....	133
<b>Tableau V.11.</b> Ferrailage transversales de poteau.....	133
<b>Tableau V.12.</b> Vérification au flambement des différents poteaux.....	134
<b>Tableau V.13.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	134
<b>Tableau V.14.</b> Vérification des contraintes de cisaillement.....	134
<b>Tableau V.15.</b> Ferrailage des poutres principales (30×40) cm <sup>2</sup> .....	137
<b>Tableau V.16.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	139
<b>Tableau V.17.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	139
<b>Tableau V.18.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	139
<b>Tableau V.19.</b> Moments résistants dans les poteaux.....	141
<b>Tableau V.20.</b> Moments résistants dans les poutres principales .....	142
<b>Tableau V.21.</b> Moments résistants dans les poutres secondaires.....	142
<b>Tableau V.22.</b> Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	142
<b>Tableau V.23.</b> Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	143
<b>Tableau V.24.</b> Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V <sub>X3</sub> ).....	145

<b>Tableau V.25.</b> Sollicitations maximales de calcul dans le voile( $V_{y1}$ ).....	146
<b>Tableau V.26.</b> Sollicitations maximales de calcul dans le voile( $V_{y2}$ ).....	146
<b>Tableau V.27.</b> Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x3}$ dans tous les niveaux.....	148
<b>Tableau V.28.</b> Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y1}$ dans tous les niveaux.....	149
<b>Tableau V.29.</b> Sollicitations et ferrailage du voile $V_{y2}$ dans tous les niveaux.....	150
<b>Tableau VI.1.</b> Section d'armateur du radier .....	157
<b>Tableau VI.2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	158
<b>Tableau VI.3.</b> Section d'armateur du radier à l'ELS.....	158
<b>Tableau VI.4.</b> Section d'armateur du débord .....	160
<b>Tableau VI.5.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	160
<b>Tableau VI.6.</b> Section d'armateur du débord à l'ELS.....	160
<b>Tableau VI.7.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens X-X.....	163
<b>Tableau VI.8.</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens Y-Y.....	163
<b>Tableau VI.9.</b> Résultats de ferrailage des nervures.....	164
<b>Tableau VI.10.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	165
<b>Tableau VI.11.</b> Ferrailage des nervures à l'ELS.....	165
<b>Tableau VI.12.</b> Ferrailage des voiles périphérique .....	168
<b>Tableau VI.13.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	170

# ***INDEXE***

## ***Notations :***

La signification des notations est suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**M** : Charges d'exploitations à caractère particulier.

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de  $j$  jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

**f<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub>** : Grandeurs précédentes avec j=28j.

**g** : Densité des charges permanentes.

**h<sub>0</sub>** : Epaisseur d'une membrure de béton.

**h** : Hauteur totale d'une section.

**i** : Rayon de giration d'une section de B A.

**j** : Nombre de jours.

**l<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**l<sub>s</sub>** : Longueur de scellement.

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

**p** : Action unitaire de la pesanteur.

**q** : Charge variable.

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.

**x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

# ***Introduction Générale***

## *Introduction générale*

Le Génie civil est cet ensemble des techniques qui concernent les constructions civiles. Le travail des ingénieurs civils consiste en la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines ; ils veillent à l'assurance d'une gestion répondant aux exigences de la société, tout en garantissant la sécurité du public ainsi que la protection de l'environnement.

L'un des soucis majeurs de tout ingénieur en génie civil est le phénomène sismique. Souvent, il rencontre des difficultés lors de l'appréciation de son risque tant la prévision est imprécise et leurs apparitions aléatoires. Chez la plupart des gens, les phénomènes sismiques sont méconnus et seuls des séismes majeurs poussent la population à une prise de conscience générale. Ce qui explique que la plupart des pays ne sous-estiment, voire négligent de penser à la protection contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

Ainsi, l'ingénieur tente de joindre la "recherche fondamentale" orientée afin de contribuer théoriquement à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" dans le but de déceler des solutions nouvelles permettant d'aboutir à un objectif arrêté à l'avance ; en plus de cela, il est dans l'obligation de tenir en compte les différents facteurs comme : l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude s'intéresse à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (R+7+Entresol+Vide sanitaire). Il regroupe à la fois commerces au niveau du RDC, Entresol et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) puisqu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés tout en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Nous avons réparti notre travail en six chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au chapitre trois.
- Au quatrième chapitre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Et enfin le sixième chapitre est consacré à l'étude des fondations qui a été menée.



# ***Chapitre I***

## I.1. Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiales à l'étude de notre projet.

## I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7+ Entresol + Vide sanitaire) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ Entre sol + RDC à usage commercial.
- ✓ Du premier étage au septième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 2 logements de type F3).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

L'objectif principal de ce projet est l'étude et le calcul de ces éléments de résistance et de contreventement (contreventement mixte portiques-voiles).

## I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage :

Cet ouvrage représente la particularité de l'irrégularité en plan pour tous les niveaux, ses caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment ..... **31,54 m.**
- Hauteur du RDC ..... **3,96 m.**
- Hauteur du vide sanitaire ..... **3.06 m.**
- Hauteur du l'entre sols ..... **3.06 m.**
- Hauteur des étages..... **3,06 m.**
- Largeur du bâtiment ..... **17,50 m.**
- Longueur du bâtiment ..... **11,60 m.**

### I.3.1. Données de site :

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- ✓ Une contrainte de sol de 1,6 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 3,4 m.
- ✓ Existence d'une nappe phréatique à partir de 4,20 m de profondeur, d'où la nécessité d'assurer un drainage d'eau périphérique.
- ✓ Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- ✓ Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation

## I.4. Le système de contreventement :

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé.

L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois conditions qui suivent doivent être vérifiées pour que ce système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

## I.5. Définition des éléments de l'ouvrage :

### I.5.1. Les planchers :

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles), raison pour laquelle il est important de savoir si la présence des trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

## a) Les planchers en corps creux :

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. Les portes à faux, les deux sous-sols ainsi que les paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

## b) Les planchers en dalles pleines :

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

Les balcons ainsi que les paliers des escaliers seront réalisés pas ce type de plancher.

## I.5.2. Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

## I.5.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

## I.5.4. les portiques :

Ce sont des cadres rigides en béton armé composés de poteaux et poutres formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

## I.5.5. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

## I.5.6. L'infrastructure :

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

## **I.5.7. La terrasse :**

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

## **I.5.8. Les voiles :**

Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

## **I.5.9. Les murs soutènements :**

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raid, dans notre cas l'ouvrage de soutènement ne comprend que les parois verticales qui équilibrent les poussées des terres et les transmet à la structure porteuse (fondations). C'est le cas courant d'un voile extérieur de sous-sol lié à une structure. Il se peut aussi qu'il assure le rôle de transmission au sol de fondation de charges verticales en provenance de la superstructure.

## **I.5.10. Les éléments de remplissages :**

Les éléments de remplissages seront réalisés pour :

- Les murs extérieurs en briques creuses à doubles parois extérieure et intérieure d'épaisseur 15cm et 10cm respectivement, elles sont séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour une bonne isolation thermique et acoustique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

## **I.5.11. L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps.

## **I.6. Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003) ;
- Le Code du béton armé (CBA 93) ;
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges) ;
- Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU ;
- Le béton armé aux états limites (BAEL 99).

## I.7. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 99 :

Le matériau béton par nature non homogène associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la résistance des matériaux (RDM). C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement *BAEL* (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1999 mais des petites modifications ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment est au moins égal à 300 kg/m<sup>3</sup>.

## I.8. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

### I.8.1 Etat limite ultime ELU :

Cet état correspond à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites ultimes :

- Etat limite de l'équilibre statique.
  - Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
  - Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- } Art (A .4.3, p31-40) [1]

### I.8.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son exploitation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites de service :

- Etat limite d'ouverture des fissures ;
  - Etat limite de déformation : flèche maximale ;
  - Etat limite de compression du béton.
- } Art (A.4.5) [1]

**I.9. Les actions :**

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

- Des charges permanentes ;
- Des charges d'exploitations ;
- Des charges climatiques.

**I.9.1. Définitions :****a) Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
  - Le poids des équipements fixes.
  - Les forces de poussée des terres et des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure : le retrait et le tassement différentiel des appuis.
- } Art (A.3.1. 2) [1]

**b) Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur.
  - Charges appliquées durant l'exécution.
  - Charges climatiques (vent, neige).
  - Effets dus à la température.
- } Art (A.3.1.3) [1]

**c) Actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosion, ...etc.) .....Art (A.3.1.4) [1].

**I.9.2. Les valeurs de calcul des actions :**

Des erreurs de mise en œuvre, de calcul, les anomalies sur les matériaux utilisés ainsi que les hypothèses sur lesquelles sont fondés les calculs dans le domaine de la construction nous entraînent souvent à des résultats erronés, pour cela, il est primordial d'associer aux valeurs caractéristiques des actions des coefficients de sécurité qui tiennent compte de ces approximations. Les valeurs ainsi obtenues sont celles qui seront adaptées pour le calcul des

actions, puis de combiner ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

**I.9.3. Combinaisons d’actions :**

**I.9.3.1. Combinaison d’actions à l’ELU :**

• **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :  $1,35G_{max}+G_{min}+1,5Q_1+\sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$  ..... (Art: A.3.3.1) [1]

Avec :  $G_{max}$  : l’ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : l’ensemble des actions permanentes favorables.

$\Psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\Psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

• **Situations accidentelles**

$1,35G_{max}+G_{min}+FA+ \Psi_{1i} Q_1+\sum \Psi_{2i} Q_i$  ( $i \geq 1$ ) ..... (Art: A.3.3.2) [1]

FA : forces accidentelles.

$\Psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d’une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d’une action variable.

$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l’action d’accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l’action d’accompagnement est l’effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l’action d’accompagnement est le vent.} \end{cases}$

**I.9.3.2. Combinaison d’action à l’ELS :**

$G_{max}+ G_{min}+Q_1+\sum \Psi_{0i}Q_i$  ..... Article(A.3.3.3) [1]

$\Psi_{0i} = 0,6$  pour l’effet de la température.

Avec :  $G_{max}$  : l’ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : l’ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d’accompagnement.



**I.9.3.3. Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ \\ G+Q \pm E. \\ G+Q \pm 1,2E. \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

**I.10. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés****I.10.1. Le béton****I.10.1.1. Définition**

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

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

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C). C'est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

**I.10.1.2. Caractéristiques du béton :**

➤ **Résistance mécanique à la compression  $f_{cj}$  :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. **(BAEL99/Art 2.1, 11)**

Pour  $j \leq 28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \quad (j \leq 28\text{jours}) \\ f_{cj} &= \frac{j \times f_{c28}}{1,40 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa} \quad (j > 28\text{jours}) \end{aligned} \right\} \text{Art (A.2.1. 11) [1]}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de  $j$ , on a :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

➤ **Résistance à la traction  $f_{tj}$**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{Art (A.2.1.12) [1]}$$

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

**I.10.1.3. Les valeurs de calcul à la compression :**

• **La contrainte limite à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0,9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.} \\ 0,85 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$   
 ..... Art (A.4.3.41) [3]

• **La contrainte limite à l'ELS :**

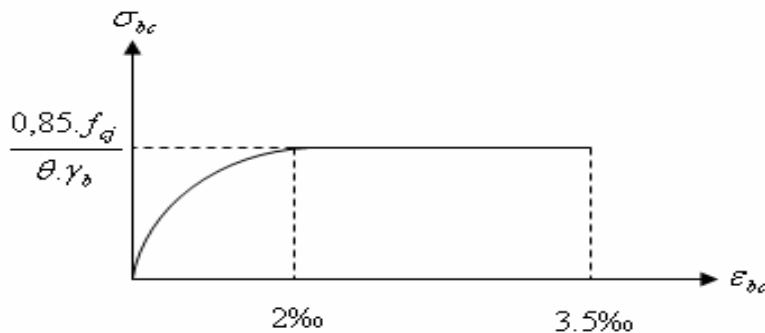
La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$  ..... Art (A.4.5.2) [1]

**I.10.1.4. Le diagramme des contraintes-déformations :**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme simplifié (rectangulaire)



**Figure .I.1:** Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3,5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰$        $f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 * 10^3 * \epsilon_{bc})$ .

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$        $f_{bc} = f_{bu} = 0,85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

**I.10.1.5. Le module de déformation longitudinale du béton :**

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$   
.....Art (A.2.1.2.1) BAEL91
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$   
..... Art (A.2.1.2.2) [1]
- Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$

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

Pour :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  on a :

$$\begin{cases} E_{ij} = 32164.20\text{Mpa} \\ E_{ij} = 10818.86\text{Mpa} \end{cases}$$

**I.10.1.6. La contrainte ultime de cisaillement (du béton) :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après le BAEL91 on a :

- $\tau_{adm} = \min (0,20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible
  - $\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable
- } Art(A.5.2.11) [1]

Dans notre cas on a  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  donc :

- $\tau_{adm}=3,33\text{Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration peu nuisible.
- $\tau_{adm}=2,50\text{Mpa}$   $\longrightarrow$  fissuration préjudiciable.

**I.10.2. L'Acier :**

**I.10.2.1. Définition :**

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

**I.10.2.2. Les différents types d'aciers :**

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- **Les ronds lisses (R.L) :**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50 mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique) ;
- $f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture) ;
- $f_e=235\text{MPa}$ ;
- $f_u=410$  à  $490\text{MPa}$ ;
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1$ .

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et les mêmes diamètres que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique:  $f_e=400\text{Mpa}$ .
- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1,15$
- Module d'élasticité:  $E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$ .

- **Les treillis soudés (T.S) :**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50 ( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=500\text{Mpa}$ .
- TL52 ( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e=520\text{Mpa}$ .

### I.10.2.3. La contrainte limite des aciers :

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

- $\gamma_s=1$  situation accidentelle (choc et séisme).
- $\gamma_s=1,15$  situation durable ou transitoire.

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

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

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

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

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.3.4) [3]}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences } \phi \geq 6mm. \end{array} \right.$

**I.11. CONCLUSION :**

La faible résistance du béton a la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

# ***Chapitre II***

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### II.1. Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (ELU), de stabilité et de durabilité (ELS) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécues dans l'univers du génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (RPA 99\ version 2003, BAEL 99 et CBA93). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

### II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux (secondaires) :

#### II.2.1. Les planchers :

##### II.2.1.1. Les planchers à corps creux :

###### **Définition :**

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

###### ➤ **Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4):

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles ;

$h_t$  : hauteur du plancher.

$L_{\max}=400-30=370\text{cm}$  ;



$$h_t \geq \frac{370}{22,5} = 14,44 \text{ cm.}$$

Donc, on adoptera des planchers à corps creux avec une épaisseur de  $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ .

Avec :  $h = 16 \text{ cm}$  : hauteur du corps creux ;

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

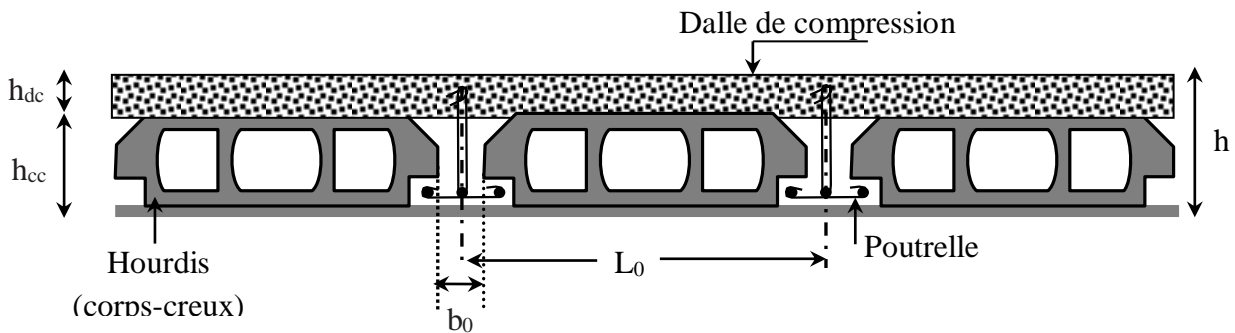


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

### II.2.1.2. Déposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

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

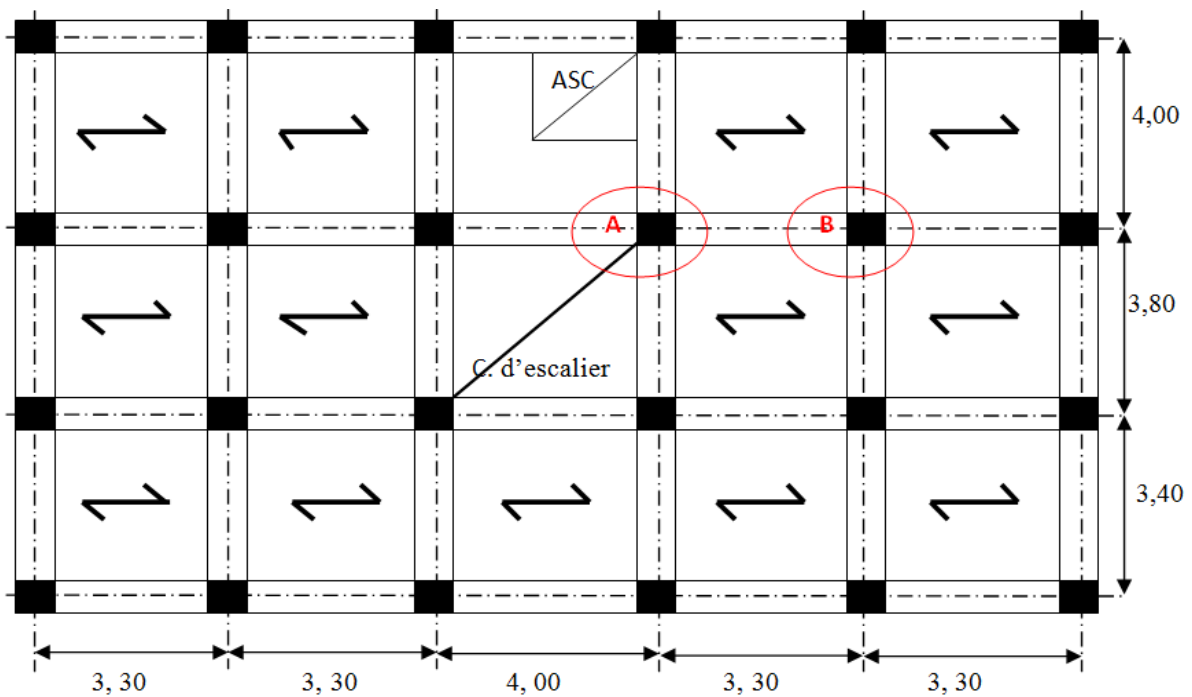


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (RDC).

**II.2.1.3. Les planchers en dalles pleines :**

**Définition :**

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

➤ **Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

Critère de résistance

$e \geq \frac{L_x}{20}$  Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaire ou quatre appuis.

Avec  $\rho < 0.4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis.

Avec  $\rho > 0.4$

Avec  $\rho = L_x/L_y$

➤ **Critère de résistance au feu**

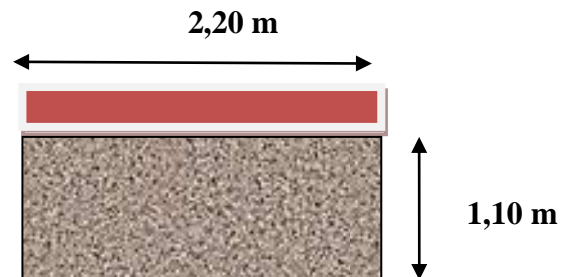
$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour une heure de coupe feu.} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe feu.} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour trois heures de coupe feu.} \end{cases}$

Dans ce projet on distingue quatre types de dalle pleine.

❖ **Dalle sur un seul appui :**

On a :  $L_x = 1.10\text{m}$

$e \geq \frac{L_x}{20} \Leftrightarrow e > 5.5 \text{ cm}$



**Figure II.3.** Les dalles sur deux appuis

❖ Dalle sur 2 appuis :

On a :  $L_x = 1.10\text{m}$  ;  $L_y = 2.70\text{m}$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40}$$

$$2,44 \text{ cm} \leq e \leq 2,75 \text{ cm}$$

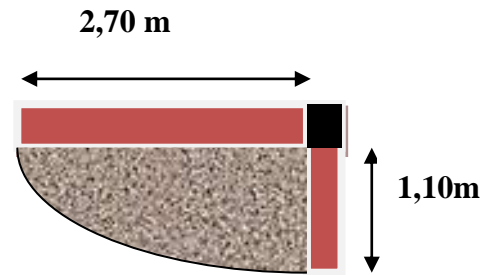


Figure II.4. Les dalles sur deux appuis

❖ Dalle sur 3 appuis :

on a :  $L_x = 1.35 \text{ m}$  ;  $L_y = 3.70 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{135}{45} \leq e \leq \frac{135}{40}$$

$$3,86 \text{ cm} \leq e \leq 4,5 \text{ cm}$$

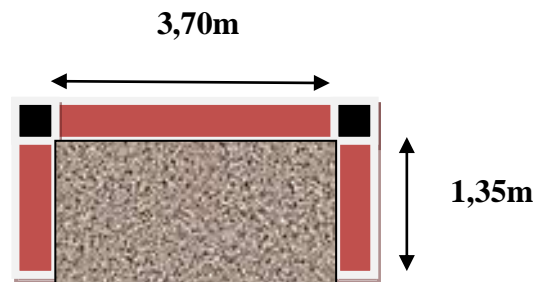


Figure II.5. Les dalles sur trois appuis

❖ Dalle sur 4 appuis :

On a  $L_x = 3.60 \text{ m}$  ;  $L_y = 3.70 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{360}{45} \leq e \leq \frac{360}{40}$$

$$8 \text{ cm} \leq e \leq 9 \text{ cm}$$

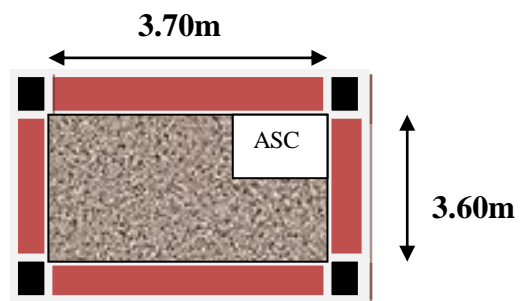


Figure II.6. Schéma d'une dalle sur quatre appuis

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur **e=12cm**.

Par contre pour la dalle sur quatre (dalle de l'ascenseur), on opte pour une épaisseur de **15cm** à cause du chargement important de l'ascenseur.

II.2.2. Les poutrelles :

Définition :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales sur lesquelles elles se reposent.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivants :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon la plus petite portée

b : largeur de la table de compression.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

h<sub>t</sub> : hauteur total de la poutrelle.

h : épaisseur de plancher = 16+4 cm.

h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle de compression (h<sub>0</sub>=4cm).

L<sub>x</sub> : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L<sub>y</sub> : distance minimale entre nus d'appui de deux poutres principales.

b<sub>0</sub> = (0,4 à 0,6) h → b<sub>0</sub> = (8 à 12 cm)

Soit: b<sub>0</sub> = 10 cm

b<sub>1</sub> ≤ min (L<sub>x</sub>/2, L<sub>y</sub>/10) CBA93 (ART A.4.1.3)

L<sub>x</sub>=65-10=55 cm : distance entre deux nervures successives.

L<sub>y</sub>=330-30=300cm.

b<sub>1</sub> ≤ min (55/2, 300/10) → b<sub>1</sub> ≤ min (27.5; 30)

b<sub>1</sub>= 27.5 cm

b=2 b<sub>1</sub>+ b<sub>0</sub> → b= (2×27.5) +10=65

Soit : **b=65cm**

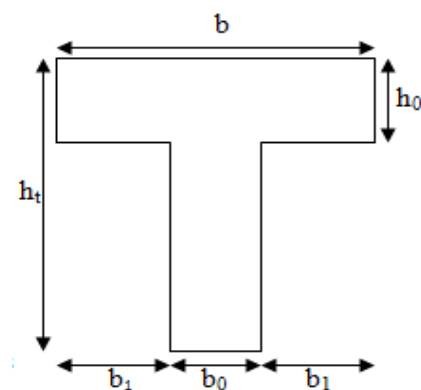


Figure II.7. schéma d'une poutrelle.

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

**II.2.3. Les murs :****II.2.3.1. Définitions :**

Les murs sont des éléments qui assurent l'isolation thermique, phonique et acoustique, offrent l'intimité aux occupants et ont des fins esthétiques.

**II.2.3.2. Les murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en double cloisons de brique (extérieur en brique de 15 cm d'épaisseur et intérieur en celle de 10 cm d'épaisseur) avec un lame d'air de 5 cm d'épaisseur, des revêtements en enduit plâtre et ciment sont à prévoir.

**II.2.3.3. Les murs intérieurs :**

Leur rôle principal dans un bâtiment est l'assurance du confort (intimité) aux locataires. Ils seront exécutés en une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur vêtues d'une couche d'enduit plâtre de 1,5 cm d'épaisseur.

**II.2.4. Les escaliers :****II.2.4.1. Définition :**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contremarches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. La figure II.3. montre les différents éléments constituant un escalier :

(1) :  $e$  (Épaisseur du palier de repos)

(2) :  $L_0$  (Longueur projetée de la volée)

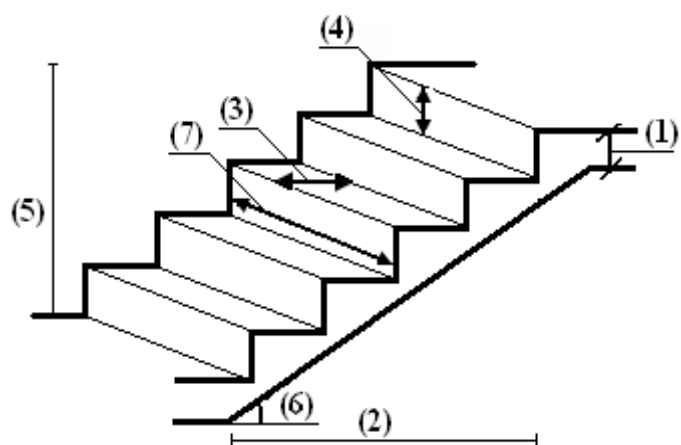
(3) :  $g$  (Giron)

(4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche)

(5) :  $H$  (Hauteur de la volée)

(6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)



**Figure II.8.** Schéma terminologie d'escalier.

**II.2.4.2. Pré dimensionnement des escaliers :**

La hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLANDEL qui les lie est :  $59 \leq 2h+g \leq 66$  cm.

Tel que :

$$n = H/h$$

$$L_0 = (n-1) g$$

$n$  : le nombre de contre marche sur la volées.

$n-1$  : le nombre de marche.

$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : Longueur projeté de la volée.

$L_v$  : longueur de la volée.

$L_p$  : longueur de palier.

$L$  : longueur total de l'escalier ( $L=L_v + L_p$ ).

$e$  : épaisseur de l'escalier.

**II.2.4.3 Les différents types d'escaliers :**

On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

- ✓ Escaliers droits à deux volées, du vide sanitaire jusqu'à au RDC .
- ✓ Escaliers à trois volées tournant de RDC jusqu'au l'entresols.
- ✓ Escalier à trois volées du l'entresols jusqu'au le dernier niveau.

**❖ 1<sup>er</sup> type d'escalier:****❖ Escalier à deux volées :****❖ Le premier volée :**

On a  $L_0 = 225$  cm ;  $H = 153$  cm.

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 153+225) n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 617n + 298 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est :  $n = 9$ .

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

✓ Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (hm)

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{225}{8} = 28.12 \text{ cm} \Rightarrow g = 28 \text{ cm.}$$

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

✓ Vérification de la loi de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 28 \leq 65 \dots \dots \dots (\text{Vérfifié}).$$

- Inclinaison de la pailleasse :  $\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.25} \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$

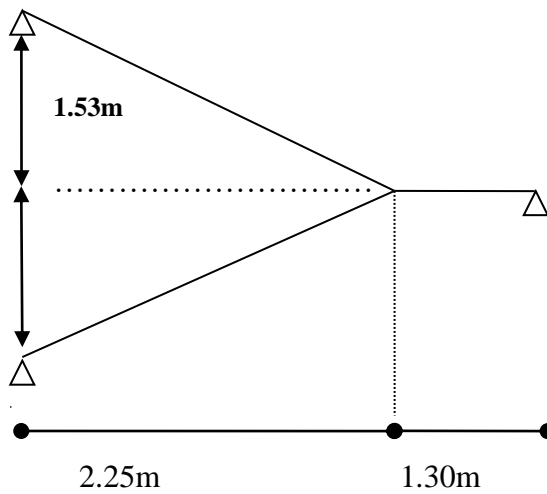
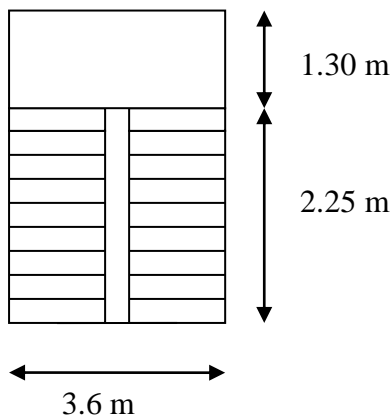


Figure II.9. Escalier à deux volets.

Figure II.10. Schéma statique de la volé.

- L'épaisseur de la pailleasse :

La détermination de l'épaisseur de la pailleasse est faite en l'assimilant à une poutre simplement appuyée.

$$\Rightarrow \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad L = 1.3 + [(2.25)^2 + (1.53)^2]^{1/2} = 4.02 \text{ m}$$

$$\frac{402}{30} \leq e \leq \frac{402}{20} \Rightarrow 13.4 \leq e \leq 20.1 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 15 \text{ cm.}$$

- ❖ 2ème type descalier:
- ❖ Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées :

Première volée :

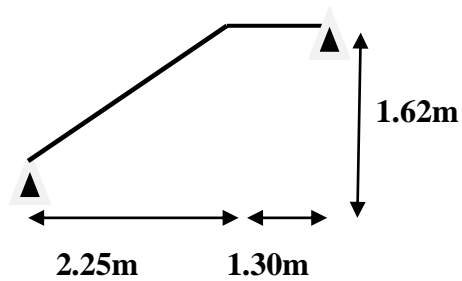


Fig. II.11. Schéma statique de la 1<sup>ème</sup> volée.

Deuxième volée :

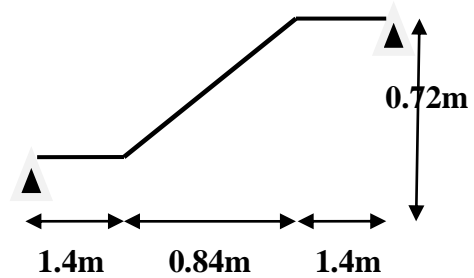


Fig. II.12. Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée.

Troisième volée :

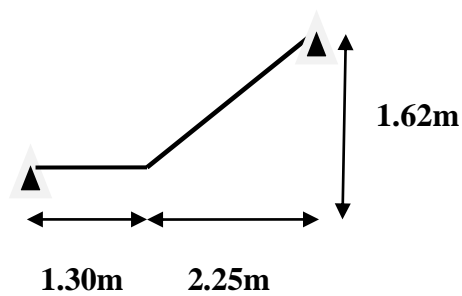


Fig. II.13. Schéma statique de la 3<sup>ème</sup> volée.

Tout les resultats de l'escalier type 2 sont recapitules dans le tableau suivant:

Tableau II.1. Résultat de calcul pour l'escalier type 2

volée	N	n-1	g (cm)	h (cm)	$\alpha$ (°)	e (cm)
1	9	8	28	18	35.41	15
2	4	3	28	18	40.60	15
3	9	8	28	18	35.41	15



• **Vérification de la loi de BLONDEL**

**Les trois volées**

$$59 \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 18 + 28 \leq 65 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \dots \text{verifiée}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 18 + 28 \leq 65 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \dots \text{verifiée}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 18 + 28 \leq 65 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \dots \text{verifiée}$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

La détermination de l'épaisseur de la paillasse est faite en l'assimilant à une poutre simplement appuyée.

$$\Rightarrow \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad L = 1.3 + [(2.25)^2 + (1.62)^2]^{1/2} = 4.07\text{m}$$

$$\frac{407}{30} \leq e \leq \frac{407}{20} \Rightarrow 13.56 \leq e \leq 20.35\text{cm} \quad \text{Soit } e = 15\text{cm.}$$

❖ **3ème types d'escalier :**

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées :

❖ **Première volée :**

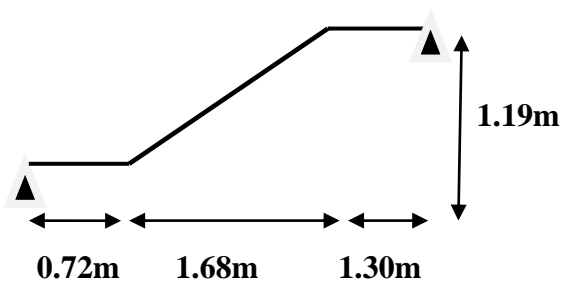


Fig. II.14. Schéma statique de la 1<sup>ème</sup> volée

**Deuxième volée :**

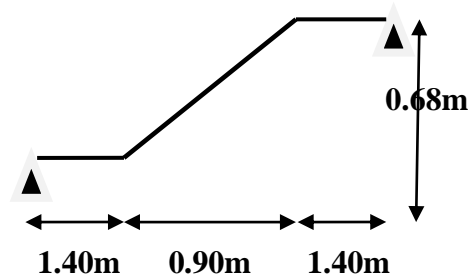


Fig. II.15. Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

**Troisième volée :**

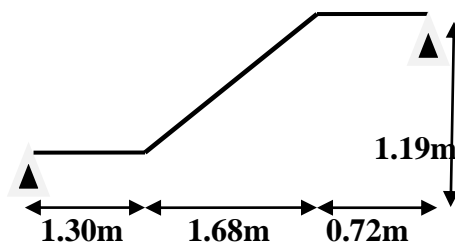


Fig. II.16. Schéma statique de la 3<sup>ème</sup> volée

Tableau II.2. Résultat de calcul pour l'escalier type 3

volée	N	n-1	g (cm)	h (cm)	$\alpha$ (°)	e (cm)
1	7	6	28	17	35.31	15
2	4	3	30	17	37.07	15
3	7	6	28	17	35.31	15

• **Vérification de la loi de BLONDEL**

**Les trois volée**

$$59 \leq 2h + g \leq 65cm \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 28 \leq 65 \Rightarrow 59 cm \leq 64 \leq 65 cm \dots \text{verifiée}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 65cm \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 65 \Rightarrow 59 cm \leq 65 \leq 65 cm \dots \text{verifiée}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 65cm \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 28 \leq 65 \Rightarrow 59 cm \leq 64 \leq 65 cm \dots \text{verifiée}$$

- **L'épaisseur de la pailasse :**

La détermination de l'épaisseur de la pailasse est faite en l'assimilant à une poutre simplement appuyée.

$$\Rightarrow \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad L = 1.3 + [(2.25)^2 + (1.53)^2]^{1/2} = 4.02m$$

$$\frac{402}{30} \leq e \leq \frac{402}{20} \Rightarrow 13.4 \leq e \leq 20.1cm \quad \text{Soit } e = 15cm.$$

**II.3. L'acrotère :**

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

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend  $H = 65cm$

$$S = 0.15 \times 0.65 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1.$$

$$S = 0.106m^2.$$

$$G = 25 \times 0.106 = 2.65KN/ml.$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

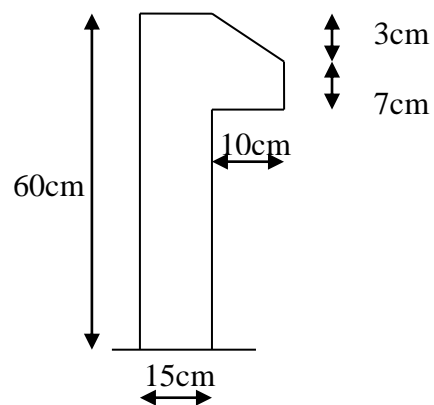


Figure. II.17. Acrotère

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

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

**Tableau II.3.** Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G total (KN/ml)	Q (KN/ml)
65	15	0.106	2.65	0.18	2.83	1

### II.4. Les poutres :

**II.4.1. Les poutres principales :** elle sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL99 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :  $L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$

On suppose des poteaux de (30×30) cm<sup>2</sup>

h : hauteur de la poutre.

L<sub>max</sub> : distance maximale entre nus d'appuis (L<sub>max</sub>=400-30=370 cm)

D'où :

$$L_{max}=370 \text{ cm} \rightarrow 24.66\text{cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On prend : h=35 cm

$$b = 30\text{cm}$$

on doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

$b \geq 20$  cm condition vérifiée.

$h \geq 30$  cm condition vérifiée.

$h/b = 35/30 = 1.16 < 4$  condition vérifiée.

### II.4.2 Les poutres secondaires :

Elle sont parallèles aux poutrelles.

L<sub>max</sub> : portée maximale entre nus d'appuis (L<sub>max</sub> = 400-30= 370cm).

$$L_{max} = 370 \text{ cm} \rightarrow 24.66\text{cm} \leq h \leq 37 \text{ cm.}$$

On prend : h= 30 cm.

$$b = 30 \text{ cm.}$$

on doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les

$$\text{suivantes : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm condition vérifiée.} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{cases}$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

**Poutres principales :  $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .**

### **II.5 .Les voiles :**

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- ✓  $e \geq h_e/20 \rightarrow$  pour les voiles simples.
- ✓  $e \geq 15 \text{ cm.}$
- ✓  $L \geq 4e$

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : longueur de voile

Pour le vide sanitaire et l'entresol, les étages courants :  $h_e = 306 - 20 = 386 \text{ cm} \rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm.}$

Pour le RDC :  $h_e = 396 - 20 = 276 \text{ cm} \rightarrow e \geq 18.8 \text{ cm.}$

### **Conclusion partielle**

L'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs comme suit :

$e = 20 \text{ cm}$  pour le RDC

$e = 15 \text{ cm}$  pour le vide sanitaire, l'entresol et les étages courants.

**II.6. Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charge.

L'effort normal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

**a. Resistance à la compression :**  $\frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

RPA99/version 2003 (Art 7.4.1)

**b. Stabilité de forme (flambement) :**

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

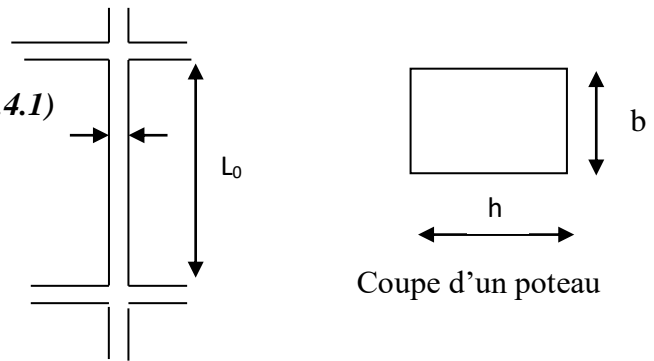


Fig. II.18. Hauteur libre d'étage

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; B_r = (h-d) \times (b-d)$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  :Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$

$\lambda$  : L'élancement.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration

$I$  : Moment d'inertie

$N_u$  : l'effort normal de compression à ELU

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

- ✓ Vide sanitaire+RDC+entre-sols :  $(b,h) = (50,55) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :  $(b,h) = (45,50) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 3<sup>eme</sup> au 4<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (40,45) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 5<sup>eme</sup> au 6<sup>eme</sup> étage:  $(b,h) = (35,40) \text{ cm}^2$ .
- ✓ 7<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage :  $(b,h) = (30,35) \text{ cm}^2$ .

## II.7. Evaluation des charges et surcharges :

### II.7.1. Plancher terrasse :

#### ➤ La terrasse inaccessible :

**Tableau II.4.** Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible corps creux.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillons	4	0.80
Etanchéité multicouche	2	0.12
Forme de pont	10	2.20
Corps creux	20	2.85
Enduit de ciment	1.5	0.27
Isolation thermique	4	0.01
<b>Charge permanent G</b>		<b>6.25</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>		<b>1</b>

### II.7.2. Plancher de l'étage courant :

**Tableau II.5.** Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant a corps creux.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	10	0.90
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit de ciment	15	0.27

<b>Charge permanente G</b>	<b>5.18</b>
<b>Q étages courant</b>	<b>1.5</b>
<b>Q étages commercial</b>	<b>5</b>

**II.7.3. Dalles pleines :**

**Tableau II.6.** Evaluation des charges dans les planchers courant à dalles pleines.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique(KN/m <sup>2</sup> )
Plancher dalle pleine	15	3.75
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Enduit de ciment	1.5	0.27
Cloison	/	1
<b>Charge permanente G</b>		<b>6.18</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>		<b>2.5</b>

**II.7.4. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :**

**Tableau II.7.** Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses extérieur	15	1.30
Lame d'air	5	0.00
Briques creuses intérieur	10	0.90
Enduit de ciment	2	0.36
<b>Charge permanente</b>		<b>2.76</b>

**II.7.5. Les escaliers :**

❖ **Palier :**

**Tableau II.8.** Évaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle en BA	15	3.75
Enduit plâtre	2	0.36
<b>Charge permanente</b>		<b>5.27</b>

❖ Volée :

Tableau II.9. Évaluation des charges des volées.

N°	Couche		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Type1	Type 2		Type 3	
					V1	V2	V3	V4	V5
1	Dalle pleine		25	0.15/cos(a)	4.53	4.60	4.94	4.59	4.70
2	Carrelage	H	20	0.02	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
		V	20	0.02h/g	0.24	0.26	0.26	0.24	0.23
3	Mortier de pose	H	20	0.02	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
		V	20	0.02h/g	0.24	0.26	0.26	0.24	0.23
4	Enduit de ciment		18	0.015/cos(a)	0.33	0.33	0.35	0.33	0.34
5	Poids des marches		22	h/2	1.87	1.98	1.98	1.87	1.87
6	Garde de corps		/	/	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
<b>Charge permanent Gvi(kn/ m<sup>2</sup>)</b>					<b>8.61</b>	<b>8.83</b>	<b>9.19</b>	<b>8.67</b>	<b>8.77</b>

II.7.6. Dalle pleine autour de l'ascenseur :

Tableau II.10. Évaluation des charges de la dalle pleine.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit en ciment	1	18	0.18
Dalle pleine	15	25	3.75
<b>Charge permanente</b>			<b>5.09</b>

Tableau II.11. Évaluation des charges de la dalle pleine (balcons).

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit en ciment	1	18	0.18
Dalle pleine	12	25	3.00
<b>Charge permanente</b>			<b>4.34</b>



**II.7.7. Surcharge d’exploitation :**

**Tableau II.12.** Surcharge d’exploitation

	Etage Courant	Terrasse inaccessible	Balcon	Escalier	Dalle autour de L’ascenseur
Surcharges KN/m <sup>2</sup>	1.5	1	3.5	2.5	2.5

**II.8.Descente des charges :**

La descente des charges désigne l’opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l’effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement [8].

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches [8].

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.2.2** » qui recommande « d’appliquer une dégression de la charge d’exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l’occupation des différent niveaux peut être considérée comme indépendante» [8].

**Tableau II.13.** descente des charges de différent niveau.

Niveau	Dégression
<b>N11</b>	Q0
<b>N10</b>	Q0+Q1
<b>N9</b>	Q0+0.95(Q1+Q2)
<b>N8</b>	Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)
<b>N7</b>	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)
<b>N6</b>	Q0+0.80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)
<b>N5</b>	Q0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)
<b>N4</b>	Q0+0.714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)
<b>N3</b>	Q0+0.6875(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)
<b>N2</b>	Q0+0.6666(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)
<b>N1</b>	Q0+0.65(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)

Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau suivant :

**Tableau II.14.** Poids propre des poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids propre des poteaux G <sub>pot</sub> (KN)
VS+entresol	50*55	$(0.50*0.55*3.06)*25 = 21.04$
RDC	50*55	$(0.50*0.55*3.96)*25 = 27.22$
1 <sup>ere</sup> , 2 <sup>eme</sup> étage	45*50	$(0.45*0.50*3.06)*25 = 17.21$
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> étage	40*45	$(0.40*0.45*3.06)*25 = 13.77$
5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> étage	35*40	$(0.35*0.40*3.06)*25 = 10.71$
7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> étage	30*35	$(0.30*0.35*3.06)*25 = 8.03$

**Avec :**

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

He : hauteur du poteau  $\left\{ \begin{array}{l} \text{He} = 3.96 \text{ m pour le RDC} \\ \text{He} = 3.06 \text{ pour le reste des étages} \end{array} \right.$

### Pré dimensionnement du poteau (A)

#### Surface afférentes

#### ➤ Niveau 8 (terrasse inaccessible 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 3.42 \text{ m}^2 \\ S2 = 3.23 \text{ m}^2 \\ S3 = 3.06 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

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

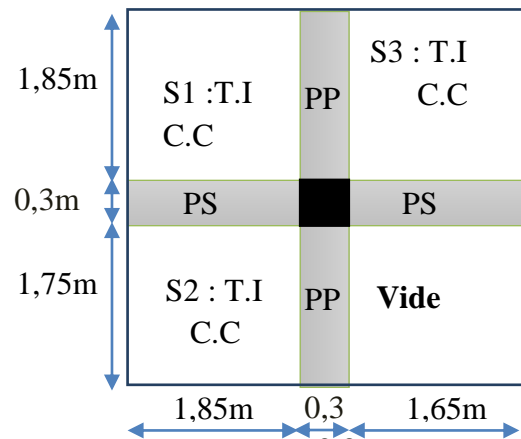
$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.6 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.55 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.6 = 9.45 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.56 = 7.98 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 17.43 \text{ KN}$$

**T.I** : terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle plane ; **C.C** : corps creux.

**PP** : poutre principale ; **P.S** : poutre secondaire.



**Figure II.19.** Surface afférente du niveau 8

➤ Niveau 7 ( Terrasse inaccessible )

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 3.42 \text{ m}^2 \\ S2 = 2.62 \text{ m}^2 \\ S3 = 2.77 \text{ m}^2 \\ S_p = 1.33 \text{ m}^2 \\ S_v = 1.44 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.6 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.6 = 9.45 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.35 = 7.53 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 16.98 \text{ KN}$$

$$G_{\text{vollée}} = G_v * S_v = 8.67 * 1.44$$

$$\Rightarrow G_{\text{vollée}} = 12.48 \text{ KN}$$

$$G_{\text{palier}} = G_p * S_p = 5.27 * 1.33$$

$$\Rightarrow G_{\text{palier}} = 7.01 \text{ KN}$$

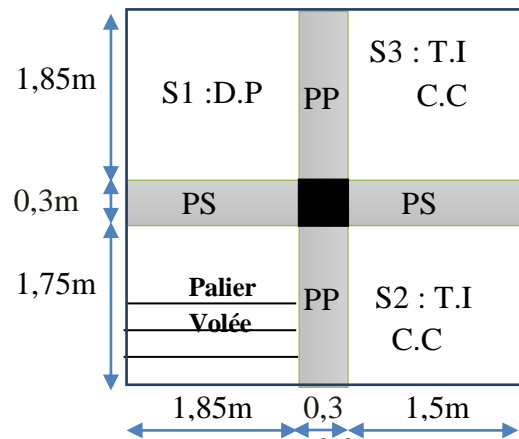


Figure II.20. Surface afférente du niveau 7

➤ De 1 a l'étage 6

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 3.42 \text{ m}^2 \\ S2 = 2.62 \text{ m}^2 \\ S3 = 2.77 \text{ m}^2 \\ S_v = 1.44 \text{ m}^2 \\ S_p = 1.33 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.6 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.6 = 9.45 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.35 = 7.53 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 16.98 \text{ KN}$$

$$G_{\text{vollée}} = G_v * S_v = 8.67 * 1.44$$

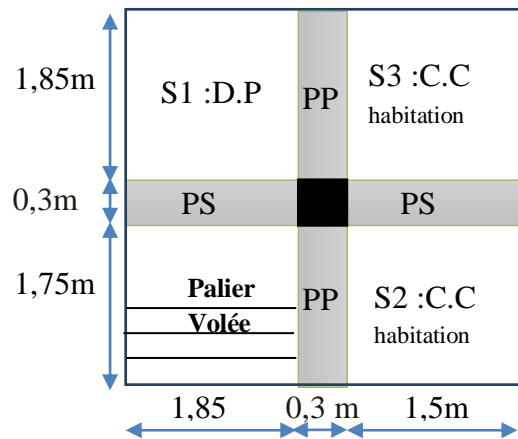


Figure II.21. Surface afférente du niveau 1

$$\Rightarrow G \text{ vollée} = 12.48 \text{ KN}$$

$$G \text{ palier} = G_p * S_p = 5.27 * 1.33$$

$$\Rightarrow G \text{ palier} = 7.01 \text{ KN}$$

### ➤ L'Entre-sol

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 3.42 \text{ m}^2 \\ S2 = 2.62 \text{ m}^2 \\ S3 = 2.77 \text{ m}^2 \\ S_v = 1.44 \text{ m}^2 \\ S_p = 1.33 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.6 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.6 = 9.45 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.35 = 7.53 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow G \text{ poutre} = 16.98 \text{ KN}$$

$$G \text{ vollée} = G_v * S_v = 8.67 * 1.44$$

$$\Rightarrow G \text{ vollée} = 12.48 \text{ KN}$$

$$G \text{ palier} = G_p * S_p = 5.27 * 1.33$$

$$\Rightarrow G \text{ palier} = 7.01 \text{ KN}$$

### ➤ L'étage de RDC

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 3.42 \text{ m}^2 \\ S3 = 2.62 \text{ m}^2 \\ S4 = 2.77 \text{ m}^2 \\ S_v = 2.59 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.6 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

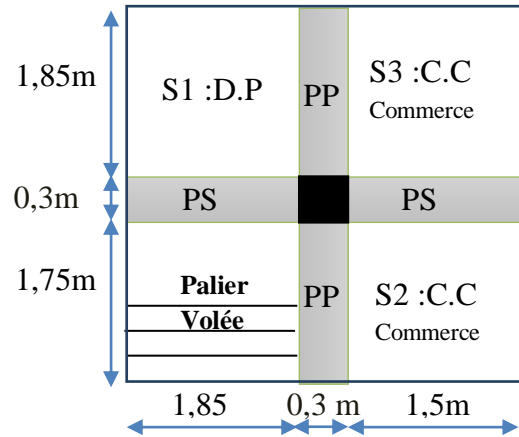


Figure II.22. Surface afférente du l'entre-sol

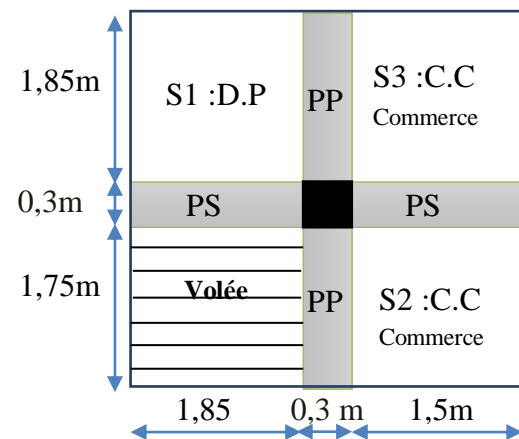


Figure II.23. Surface afférente du niveau RDC

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.6 = 9.45 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.35 = 7.53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 16.98 \text{ KN}$$

$$G_{\text{vollée}} = G_v * S_v = 8.83 * 2.59$$

$$\Rightarrow G_{\text{vollée}} = 22.86 \text{ KN}$$

### ➤ Vide sanitaire

$$\begin{cases} S1 = 3.42 \text{ m}^2 \\ S2 = 2.62 \text{ m}^2 \\ S3 = 2.77 \text{ m}^2 \\ S_v = 3.15 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.6 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 3.6 = 9.45 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 3.35 = 7.53 \text{ KN} \end{cases}$$

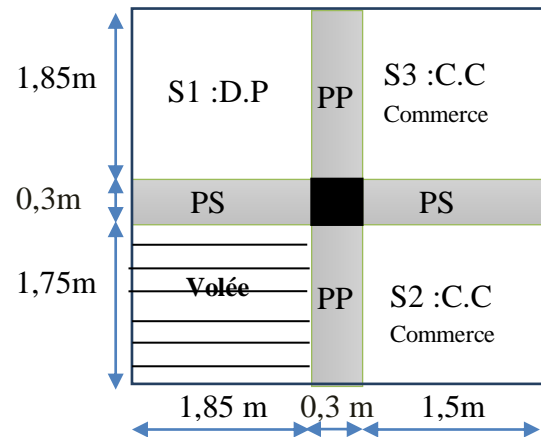
$$\Rightarrow G_{\text{poutre}} = 16.98 \text{ KN}$$

$$G_{\text{vollée}} = G_v * S_v = 8.61 * 3.15$$

$$\Rightarrow G_{\text{vollée}} = 27.12 \text{ KN}$$

**Effort normale :  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$ .**

**Effort normale majoré :  $N^*u = 1.1 \times N_u$ .**



**Figure II.24.** Surface afférente du niveau Vide.S

**Tableau .II.15.** les charges revenant au poteau A.

Étage	Niveau	Élément	Poid propres G(KN)	Surcharge Q(KN)
étage 8	0	plancher	60.687	9.712
		poutres	17.43	
		Poteaux	8.03	
	<b>Somme</b>		<b>86.147</b>	<b>9.712</b>
étage 7	1	Venant de 8	86.147	22.268
		plancher	48.13	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	

		Poteaux	8.03	
		<b>Somme</b>	178.777	22.268
étage 6	2	Venant de 7	178.777	53.268
		plancher	45.32	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	
		Poteaux	10.71	
	<b>Somme</b>	271.277	53.268	
étage 5	3	Venant de 6	271.277	72.469
		plancher	45.32	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	
		Poteaux	10.71	
	<b>Somme</b>	363.777	72.469	
étage 4	4	Venant de 5	363.777	88.771
		plancher	45.32	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	
		Poteaux	13.77	
	<b>Somme</b>	459.337	88.771	
étage 3	5	Venant de 4	459.337	102.986
		plancher	45.32	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	
		Poteaux	13.77	
	<b>Somme</b>	554.897	102.986	
étage 2	6	Venant de 3	554.897	114.841
		plancher	45.32	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	
		Poteaux	17.21	
	<b>Somme</b>	653.897	114.841	
étage 1	7	Venant de 2	653.897	126.632
		plancher	45.32	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	
		Poteaux	17.21	
	<b>Somme</b>	752.897	126.632	
entreso I	8	Venant de 1	752.897	136.998
		plancher	45.32	
		Escalier	19.49	
		poutres	16.98	
		Poteaux	21.04	
	<b>Somme</b>	954.727	136.998	
RDC	9	Venant de l'entre sols	954.727	162.607
		plancher	45.32	
		Escalier	22.86	

		poutres	16.98	
		Poteaux	27.22	
		<b>Somme</b>	1067.107	162.607
<b>V.S</b>	<b>10</b>	Venant de RDC	1067.107	187.03
		plancher	45.32	
		Escalier	27.12	
		poutres	16.98	
		Poteaux	21.04	
		<b>Somme</b>	<b>1177.567</b>	<b>Q=187.03</b>
		<b>ELU</b>	<b>1.35G=1589.715KN</b>	<b>1.5Q=280.545</b>
		<b>Effort normal ala base du poteau</b>		

N a la base : G = 1589.715 KN ; Q= 280.545 KN

$$\Rightarrow N'u = 1870.260 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Nu = 2057.286 \text{ KN}$$

Descente de charge pour le poteau (B) :

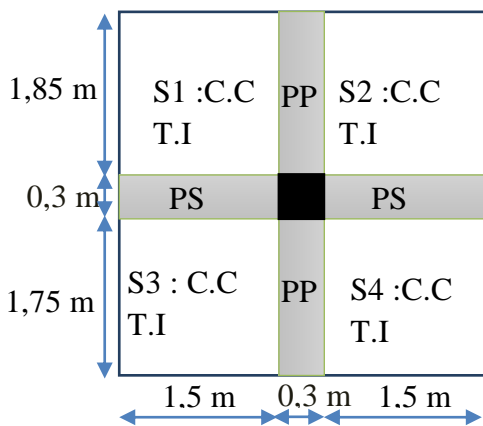


Figure II.25. Surface afférente du niveau 7

$$\begin{cases} S1 = 2,77 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,77 \text{ m}^2 \\ S3 = 2,62 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,62 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,60 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 9,45 \text{ KN} \\ g_{ps} = 6,97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 16,42 \text{ KN}$$

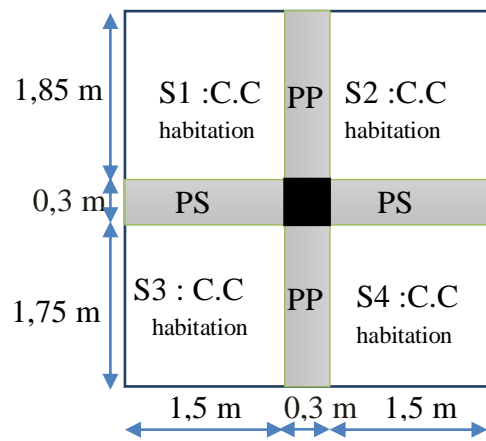


Figure II.26. Surface afférente du l'entresol à 6

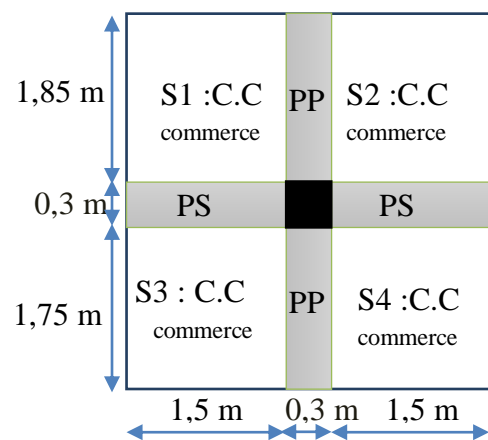


Figure II.27. Surface afférente du V.S + R.D.C

Tableau .II.16. les charges revenant au poteau B.

Étage	Niveau	Élément	Poid propres G(KN)	Surcharge Q(KN)
étage 7	0	plancher	67.5	10.8
		poutres	16.20	
		Poteaux	8.03	
		<b>Somme</b>	91.73	
étage 6	1	Venant de 7	91.73	27
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	10.71	
<b>Somme</b>	174.584	27		
étage 5	2	Venant de 6	174.584	41.58
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	10.71	
<b>Somme</b>	257.438	41.58		
étage 4	3	Venant de 5	257.438	54.54
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	13.77	
<b>Somme</b>	343.352	54.54		
étage 3	4	Venant de 4	343.352	65.88
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	13.77	
<b>Somme</b>	429.266	65.88		
étage 2	5	Venant de 3	429.266	75.60
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	17.21	
<b>Somme</b>	518.62	75.60		
étage 1	6	Venant de 2	518.62	83.70
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	17.21	
<b>Somme</b>	607.974	83.70		
Entresol	7	Venant de 1	607.974	91.767
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	21.04	
<b>Somme</b>	701.158	91.767		
étage RDC	8	Venant de l'entre sols	701.158	125.887
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	27.22	



	<b>Somme</b>		872.666	125.887
<b>V.S</b>	<b>9</b>	Venant de RDC	872.666	158.385
		plancher	55.944	
		poutres	16.20	
		Poteaux	21.04	
	<b>Somme</b>		965.85	158.385

**N a la base : G = 965.85 KN ; Q = 158.385 KN**

$$\Rightarrow N'u = 1541.475 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Nu = 1695.622 \text{ KN}$$

**Remarque :**

On remarque que l'effort le plus défavorable est donné par le poteau (A).

Il faut vérifier les conditions suivantes :

❖ **Critère de résistance :**

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible [1].

Tel que :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} &\leq \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= (0.85 \cdot f_{c28}) / 1.5 \\ \sigma_{adm} &= 14.2 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}}$$

**Tableau II.17.** Vérification de critère de résistance.

Niveau	Nu(KN)	B (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
N11	143.953	0.105	1.370	Vérifiée
N10	302.256	0.105	2.878	Vérifiée
N9	490.738	0.14	3.505	Vérifiée
N8	659.783	0.14	4.713	Vérifiée
N7	828.587	0.18	4.603	Vérifiée
N6	993.949	0.18	5.522	Vérifiée
N5	1160.525	0.225	5.157	Vérifiée
N4	1326.601	0.225	5.896	Vérifiée
N3	1643.816	0.275	5.977	Vérifiée
N2	1852.955	0.275	6.738	Vérifiée
N1	2057.286	0.275	7.481	Vérifiée

❖ Critère de stabilité de forme :

- Vérification au flambement [3]

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} 0.85 & \dots \dots \dots \lambda < 50 \\ 1 + 0.2(\lambda/35)^2 & \dots \dots \dots \lambda < 50 \\ 0.6(50/\lambda) & \dots \dots \dots 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Tel que :  $l_f = 0,7l_0$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{bh^3}{12}$

Avec :  $l_f = 0.7 l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  avec : a : largeur de la section nette

b : hauteur de la section nette.

$A_s$  : section d'armature.

D'après le BAEL 91 [4] :  $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que :  $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Pour le poteau de RDC (A) :

$$B_r = (0.4-0.025) \times (0.45-0.025) = 0.159\text{m}^2$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.66 \implies l_f = 1.862 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.862}{0.129} = 14.333 < 50$$

$$\implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{14.32}{35} \right)^2} = 0.822$$

$$B_{r\text{-calculée}} = \frac{1.939}{0.822 \times \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.107 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.159\text{m}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 0.107\text{m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.18.** Vérification de critère de stabilité de forme

Niveau	$\lambda$	$\alpha$	Nu(KN)	Br (m <sup>2</sup> )	Br-cal (m <sup>2</sup> )	Observation
N11	18.785	0.803	143.953	0.0924	0.00813	Vérifié
N10	18.785	0.803	302.256	0.0924	0.01708	Vérifié
N9	16.428	0.814	490.738	0.1254	0.02737	Vérifié
N8	16.428	0.814	659.783	0.1254	0.03679	Vérifié
N7	14.603	0.821	828.587	0.1634	0.04581	Vérifié
N6	14.603	0.821	993.949	0.1634	0.05496	Vérifié
N5	13.142	0.826	1160.525	0.2064	0.06378	Vérifié
N4	13.142	0.826	1326.601	0.2064	0.07291	Vérifié
N3	11.948	0.830	1643.816	0.2544	0.08991	Vérifié
N2	15.916	0.816	1852.955	0.2544	0.10309	Vérifié
N1	11.948	0.830	2057.286	0.2544	0.11253	Vérifié

**II.9.Conclusion :**

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

- ✓ Vide sanitaire+RDC+entre-sols : (b,h) = (50,55) cm<sup>2</sup>.
- ✓ 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étage : (b,h) = (45,50) cm<sup>2</sup>.
- ✓ 3<sup>eme</sup> au 4<sup>eme</sup> étage: (b,h) = (40,45) cm<sup>2</sup>.
- ✓ 5<sup>eme</sup> au 6<sup>eme</sup> étage: (b,h) = (35,40) cm<sup>2</sup>.
- ✓ 7<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage : (b,h) = (30,35) cm<sup>2</sup>.

Et pour les poutres :

**Poutres principales: ( b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>.**

**Poutre secondaires: ( b×h) = (30 ×30)cm<sup>2</sup>.**

# *Chapitre III*

**Chapitre III : Etude des éléments secondaire****III.1.Calcul des planchers :****III.1.1.Introduction :**

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

**III.1.2. Etude des poutrelles :**

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

**III.1.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (16+4) :**

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

**III.1.2.2. Méthode de calcul :**

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

**a)Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 99) :****1. Condition d'application (B.6.210) :**

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

- plancher est à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

✓ Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$

Doivent vérifier :

(1) ... ..  $M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$

(2) ... ..  $M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$

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

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

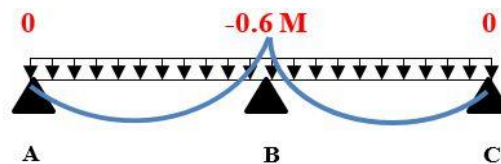


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

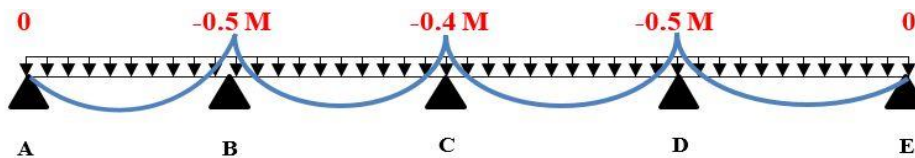


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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

$\alpha = Q / (G+Q)$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

**Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL99 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$ . Tel que  $M_0 = \max(M_0^1, M_0^n)$

✓ Evaluation de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant

isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  de :

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

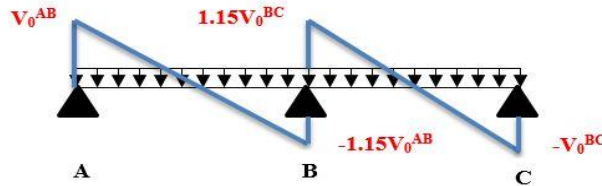


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

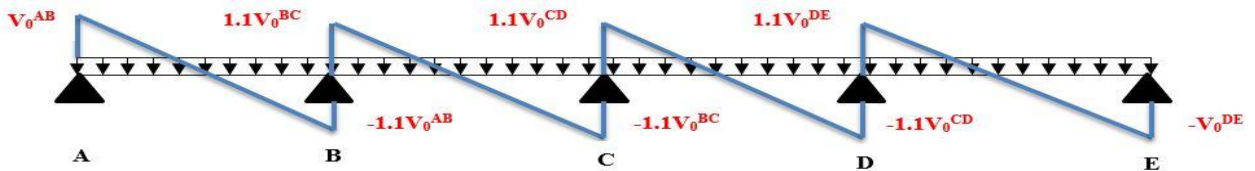


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

**b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 99) :**

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ( $Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$ ).

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de ( $L_y$ ) de chaque travée.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

✓ **Calcul des moments :**

**a).Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}.$$

b).En appuis :

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

Tel que :

$l_g$  et  $l_d'$ : longueurs fictives.

✓  $q_g$  et  $q_d$ : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

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

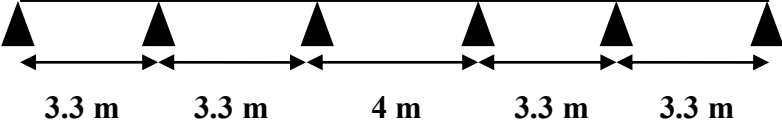
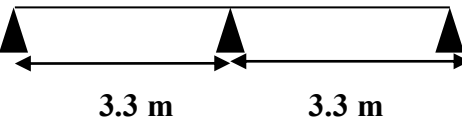
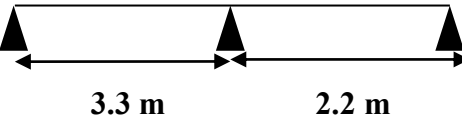
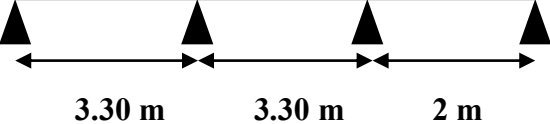
✓ L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

**III.1.2.3 : Les différents types de poutrelles :**

**Tableau .III.1** Les différents Types de poutrelles

Types	Schéma statique
<u>1<sup>er</sup> type</u>	
<u>2<sup>ème</sup> type</u>	
<u>3<sup>ème</sup> type</u>	
<u>4<sup>ème</sup> type</u>	



III.1.2.4 : calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

➤ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$  et  $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0,65 \times q_s$

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.25 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6.25 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.459 \text{ KN/ml}$ .

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6.25 + 1) \times 0,65 = 4.712 \text{ KN/ml}$ .

✓ Plancher étage courant :

$G = 5.18 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.008 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5,18 + 1,5) \times 0,65 = 4.342 \text{ KN/ml}$ .

✓ Plancher à usage commerce :  $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 \times 5.18 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9.420 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5,18 + 5) \times 0,65 = 6.617 \text{ KN/ml}$ .

➤ Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau .III.2. Combinaisons d'action

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.25	1,0	9.937	6.459	7.25	4.712
Plancher à usage d'habitation	5.18	1,5	9.243	6.008	6.68	4.342
Plancher à usage commerce	5,18	5	14.493	9.420	10.18	6.617

III.1.2.5 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

Exemples de calcul :

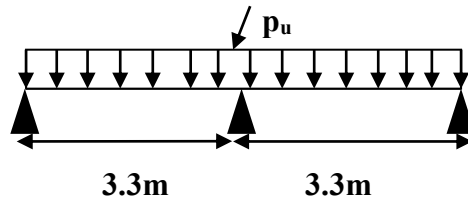
- Type 2:
- Application de la méthode forfaitaire pour le 2<sup>ème</sup> type de plancher habitation :

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2).

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5,11 ; 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ ..... vérifiée.
- $I = \text{constant}$ ..... vérifiée.
- $Li / li+1 = \frac{3.3}{3.3} = 1$  compris entre 0.8 et 1.25 ..... vérifiée.
- F.P.N ..... vérifiée.

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



b. calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$P_u = 9.420 \text{ KN /m}$

À l'ELS :

$P_s = 6.617 \text{ KN/m}$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

➤ Calcul des moments en travée :

À l'ELU :

$M_0$ : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée A-B:  $M_0 = \frac{9.420 \times (3.3)^2}{8} = 12.823 \text{ KN/m}$

Travée B-C:  $M_0 = \frac{9.420 \times (3.3)^2}{8} = 12.823 \text{ KN/m}$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{6.617 \times (3.3)^2}{8} = 9.007 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{6.617 \times (3.3)^2}{8} = 9.007 \text{ KN.m}$$

**Tableau .III.3.** Les moments isostatiques max en travées

Travée	$M_0(\text{ELU}) \text{ (KN.m)}$	$M_0(\text{ELS}) \text{ (KN.m)}$
A-B	12.823	9.007
B-C	12.823	9.007

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $-0,15 \times M_0$ .

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 12.823 = -1.923 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 9.007 = -1.351 \text{ KN.m}$$

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times 12.823 = -7.694 \text{ KN.m}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 9.007 = -5.404 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.18} = 0.491$$

$$✓ (1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3(0.491) = 1.147$$

$$✓ \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.674$$

✓ Travée A-B :

$$a) M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0^{AB}; (1+0.3\alpha)M_0^{AB})$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1+0.3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$➤ \text{(ELU) : } M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1.147)12.823 - (0+7.694) / 2 = 10.861 \text{ KN.m.....(1)}$$

$$➤ \text{(ELS) : } M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1.147)9.007 - (0+5.404) / 2 = 7.629 \text{ KN.m.....(2)}$$

b)  $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.

➤ (ELU) :  $M_t \geq 0,634 \times 12,823 = 8,130 \text{ KN.m} \dots (3)$

➤ (ELS) :  $M_t \geq 0,634 \times 9,007 = 5,710 \text{ KN.m} \dots (4)$

⇒ (ELU):  $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 10,861 \text{ KN.m}$

⇒ (ELS):  $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 7,629 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants (ELU) :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

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

On calcul  $V_0$  pour chaque travée :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{9,420 \times 3,3}{2} = 15,543 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \frac{P_u \times l}{2} = -17,875 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = 1,15 \frac{P_u \times l}{2} = 1,15 \frac{9,420 \times 3,3}{2} = 17,875 \text{ KN}$$

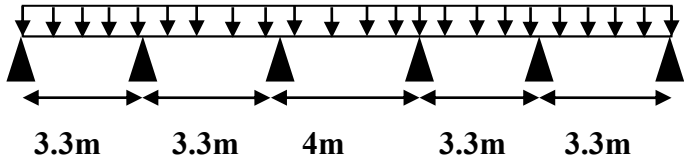
$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -15,543 \text{ KN}$$

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

**Tableau .III.4.** Sollicitations à l'ELU (type 1)

	Travée	L (m)	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
<b>T. Inaccessible</b>	Travée AB	3,3	13,527	6,416	10,145	4,812
	Travée BC	3,3	13,527	6,416	10,145	4,812
<b>Plancher à usage d'habitation</b>	Travée AB	3,3	8,178	5,911	6,277	4,536
	Travée BC	3,3	8,178	5,911	6,277	4,536

Tableau .III.5. Sollicitations à l'ELU (type 1)



	Travée	L (m)	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
<b>T. Inaccessible</b>	Travée AB	3,3	8,792	6,414	7,034	5,131
	Travée BC	3,3	8,792	6,414	4,578	3,34
	Travée CD	4	12,918	9,424	8,397	6,125
	Travée DE	3,3	8,792	6,414	4,578	3,34
	Travée EF	3,3	8,792	6,414	7,034	5,131
<b>Plancher à usage d'habitation</b>	Travée AB	3.3	8,178	5,911	6,686	4,832
	Travée BC	3,3	8,178	5,911	4,365	3,155
	Travée CD	4	12,016	8,684	8,021	5,796
	Travée DE	3,3	8,178	5,911	4,365	3,155
	Travée EF	3,3	8,178	5,911	6,686	4,832
<b>Plancher à usage commerce</b>	Travée AB	3.3	12,823	9,007	11,506	8,082
	Travée BC	3,3	12,823	9,007	7,738	5,435
	Travée CD	4	18,84	13,234	14,079	9,889
	Travée DE	3,3	12,823	9,007	7,738	5,435
	Travée FE	3,3	12,823	9,007	11,506	8,082

Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Tableau .III.6. Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Type d'étage	T de poutrelle	ELU					ELS			
		M <sub>0</sub> <sup>max</sup> KN.m	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> KN.m	M <sub>a</sub> <sup>r</sup> KN.m	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> KN.m	V <sup>max</sup> KN	M <sub>0</sub> <sup>max</sup> KN.m	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> KN.m	M <sub>a</sub> <sup>r</sup> KN.m	M <sub>a</sub> <sup>int</sup> KN.m
<b>T. Inaccess- ible</b>	T1	12.918	8.397	-1.938	-4.806	12.016	9.424	6.125	-1.414	-3.77
	T2	8.792	6.594	-1.319	-5.275	12.256	6.416	4.812	-0.962	-3.85
<b>Plancher à usage d'habita</b>	T1	12.016	8.021	-1.802	-4.806	11.4	8.684	5.796	-1.303	-3.547
	T2	8.178	6.277	-1.228	-4.907	12.016	5.911	4.536	-0.887	-3.474
	T4	8.178	6.277	-1.228	-4.907	12.016	5.911	4.536	-0.887	-3.474

P à usage Commerce	T1	18.84	14.079	-2.826	-7.536	18.84	13.234	9.889	-1.985	-5.294
	T2	12.823	10.861	-1.923	-7.694	17.874	9.007	7.629	-1.351	-5.404
	T3	12.823	10.861	-1.923	-7.694	17.874	9.007	7.629	-1.351	-5.404

Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :

Tableau .III.7.Les Sollicitations maximales

Type d'étage	ELU					ELS			
	$M_0^{max}$	$M_t^{max}$	$M_a^r$	$M_a^{int}$	$V^{max}$	$M_0^{max}$	$M_t^{max}$	$M_a^r$	$M_a^{int}$
	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Terrasse inaccessible	12.918	8.397	-1.938	-5.275	12.256	9.424	6.125	-1.414	-3.85
Habitation	12.016	8.021	-1.802	-4.907	12.016	8.684	5.796	-1.303	-3.547
Commerce	18.84	14.079	-2.826	-7.694	18.84	13.234	9.889	-1.985	-5.404

III.1.2.6 : Ferrailage de poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ Calcul a l'ELU

Exemple de calcul Plancher terrasse inaccessible :

Le calcul se fera pour une section en T.

En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_t^{max} = 14.079 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_{a\ riv}^{max} = 2.826 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\ int}^{max} = 7.694 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 18.84 \text{ KN}$$

✓ Ferrailage en travée :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d-h_0/2)$ .....Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18-0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$  La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h_t$ ) =  $(65 \times 20)$  cm<sup>2</sup>.

$$d = 0,9 \times h = 0$$

$$d = 9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ; \\ \mu_{bu} = \frac{14,079 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0471; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \\ \mu_{bu} = 0,0471 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0. \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,060$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1756 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{14,079 \times 10^{-3}}{0,1756 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour :  $A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2,7 \text{ cm}^2$

**-Ferrailage en appuis :**

**En appui intermédiaire :**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de  $b_0 \times h$ .

$$M_{ai} = 7,694 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{7,694 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,167;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,167, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,167 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,2299$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,163m$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{7,694 \times 10^{-3}}{0,163 \times 348} = 1,356 cm^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,356 cm^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0,22 cm^2$$

$$A_{min} = 0,22 cm^2 < A_{ai} = 1,356 cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour:  $A_{ai} = 2HA10 = 1,57 cm^2$

**En appui de rive**

$$M_{a\ rive} = -2,826 KN.m; \quad \mu_{bu} = \frac{2,826 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,061; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,061$$

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

$$\mu_{bu} = 0,061 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,079$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1743 m$$

$$A_{ai} = \frac{M_{a\ rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,826 \times 10^{-3}}{0,1743 \times 348} = 0,46 cm^2$$

$$A_{a\ rive} = 0,46 cm^2.$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0,22 cm^2$$

$$A_{min} = 0,22 cm^2 < A_{ai} = 0,46 cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour : 1HA10 = 0,79 cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELU**

✓ **Cisaillement**

$$V_u = 18,840 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18,840 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 1,047 MPa$$



Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5\text{MPa}] = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

✓ **Choix des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \dots\dots \text{BAEL99 ( Article H .III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq 5,71\text{mm} \Rightarrow$  on choisit un étrier  $\Phi_t = 6\text{mm}$ .

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57\text{cm}^2$ .

✓ **L'espacement  $S_t$  :**

L'espacement des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

✓  $S_t \leq \text{Min} (0,9d, 40\text{cm}) = S_t \leq \text{Min} (0,9 \times 18; 40\text{cm})$

$$\Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

✓  $S_t \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow S_t \leq 108,57 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$

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

✓  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$

$S_t = \min (1; 2; 3) \Rightarrow$  on adopt pour  $S_t = 15\text{cm}$ .

✓ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1,23\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5\text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

$\Rightarrow$  Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

✓ **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ ) au niveau l'appui :

**En appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = 2HA10 + 1HA12 + 1HA10 = 1,57 + 1,13 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 18.840 \times 10^{-3} = 0,54 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

**En appuis intermédiaire :**

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = 2HA10 + 1HA12 + 1HA10 + 1HA10 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left[ V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1,91 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

**Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1]).}$$

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$V_u = 18,84 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

-En travée

$$M_t = 9,889 \text{ KN.m} \quad A_t = 2,70 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -4,7 \times 10^{-5} < 0 \text{ donc}$$

l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 5y^2 + 40,5y - 729 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 127,35 \quad \Rightarrow \quad y = 8,13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (8,13)^3}{3} + 15 \times 2,7(18 - 8,13)^2$$

$$I = 5736,61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,889 \times 10^{-3}}{5736,61 \times 10^{-8}} \times 8,13 \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 14,01 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

✓ **En appuis intermédiaire**

$$M_{ser} = 5,404 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h^2}{2} - 15A(d-h) = \frac{0,1 \times (0,2)^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,67 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$H = 1,67 \times 10^{-3} > 0$  donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b×h)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 235,93 \Rightarrow y = 3,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d-y)^2 = \frac{65 \times (3,26)^3}{3} + 15 \times 1,57(18 - 3,26)^2$$

$$I = 5867,31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,404 \times 10^{-3}}{5867,31 \times 10^{-8}} \times 3,26 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

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

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

$M_t$  : Moment en travée

$M_0$  : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a :  $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée donc on doit faire une

**✓ Vérification de la flèche.**

La flèche totale est définie d'après le BAEL99 comme suit :

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

Poutre inférieure à 5m, la flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,8 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  Et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

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

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

**Données :**

$$l = 4 \text{ m} ; M_{0s} = 13,234 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 9,889 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,747 M_{0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} > 14,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

or  $A=2,7\text{cm}^2 > 1,62\text{cm}^2$ .....non vérifiée

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 8 \text{ mm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL99}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 0,747 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,747 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,747 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 2,96 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 2,192 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 7,90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

avec:  $j = G - G^{revêtement} = 5,18 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27 + 0,9) = 2,85 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

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

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 2,84 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,13 \end{array} \right. \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,7}{10 \times 18} = 1,5 \%$$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 76,479 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 56,636 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 204,221 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} I = 5736,61\text{cm}^4 \\ y = 8,13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,450 \\ \mu_j = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,331 \\ \mu_p = \max \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,743 \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = 0,0688 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

D'où,  $I_0 = 19154 \text{ cm}^4$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9235,7 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10844,85 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6762,5 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13967,12 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 3,142 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 0,996 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 5,761 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 1,579 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6,32 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

Tableau .III.8. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha 10^{-2}$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse Inaccessible	Travée	8,397	0,028	0,03	0,17	1,36	1,41	2HA10 = 1,57
	Appui Inter	5,275	0,115	0,15	0,16	0,896	0,22	1HA10+1HA8 = 1,29
	appui de rive	1,938	0,042	0,05	0,17	0,32	0,22	1HA8 = 0,50
E.Sol + Etages courants	Travée	8,021	0,026	0,06	0,17	1.316	1,41	1HA12+2HA10 = 2,7
	Appui Inter	4,907	0,106	0,14	0.16	0,83	0,22	1HA10+1HA8 = 1,57
	appui de rive	1,802	0,106	0,04	0,17	0,294	0,22	1HA8 = 0,5
Vide San + RDC	Travée	14,079	0,047	0,06	0,17	2,30	1.41	1HA12+2HA10 = 2,7
	Appui Inter	7,694	0,167	0,22	0.16	1,356	0.22	2HA10 = 1,57
	appui de rive	2,826	0,061	0,07	0,17	0.46	0.22	1HA10 = 0,79

Tableau .III.9. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
T. Inaccessible	0,97<3,33	14,378<108,135	4.28>1,64	3,36>0,35	0,96<3,33
Habitation	0,9<3,33	12,721<108,135	4.28>1.461	3,49>0,41	0,996<3,33
Commerce	1,23<3,33	18,84<108,135	4.28>1.91	3.49>0.54	1,047<3,33

Tableau .III.10. Vérification des états limite de compression du béton.

Type de plancher	Travée				Appui				Observation
	$M_t$ (KN.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	$M_a$ (KN.m)	Y (cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ MP	
T. I	6,125	3,26	5867,3	3,403	3,853	6,63	3472,9	7,3	Vérifier
Habit	5,796	3,47	6605,5	4,56	3,457	7,15	3990,7	6,2	Vérifier
Commer	9,889	8,13	5736,6	3.203	5,404	3,26	5867,3	3	Vérifier

Tableau .III.11.vérification des états limite de déformation.

Plancher	T. Inaccessible	Plancher d'habitation	Plancher commerce
l	4	4	4
$q_{jser}(KN/m)$	1,20	1,23	1,38
$q_{gser}(KN/m)$	2,13	1,67	1,87
$q_{pser}(KN/m)$	3,06	2,90	4,94
$M_{jser}(KN.m)$	1,92	1,968	2,192
$M_{gser}(KN.m)$	3,408	2,672	2,96
$M_{pser}(KN.m)$	4,896	4,64	7,90
$I (cm^4)$	5867,3	6605,5	5736,61
$I_0 (cm^4)$	17223	16979	19154
$\lambda_i$	4,51	4,89	2,84
$\lambda_v$	1,80	1,95	1,13
$\sigma_{sj}(MPa)$	72,35	64,93	56,636
$\sigma_{sg}(MPa)$	135,66	88,16	76,479
$\sigma_{sp}(MPa)$	183,90	153,10	204,221
$\mu_j$	0,239	0,158	0,331
$\mu_g$	0,491	0,290	0,450
$\mu_p$	0,593	0,506	0,743
$I_{ji} (cm^4)$	9105	10530	10844,85
$I_{gi} (cm^4)$	5889,9	7722,9	9235,7
$I_{pi} (cm^4)$	5149,7	5373,9	6762,5
$f_{ji} (mm)$	1,039	0,921	0,996
$f_{gi} (mm)$	3,013	3,316	1,579
$f_{pi} (mm)$	4,671	4,256	5,761
$f_{gv} (mm)$	5,300	1,705	3,142
$\Delta f (mm)$	5,919	4,945	6,32
$f_{adm} (mm)$	8	8	8
Observations	vérifier	Vérifier	Vérifier



Tableau.III.12.Schéma de ferrailage des poutrelles

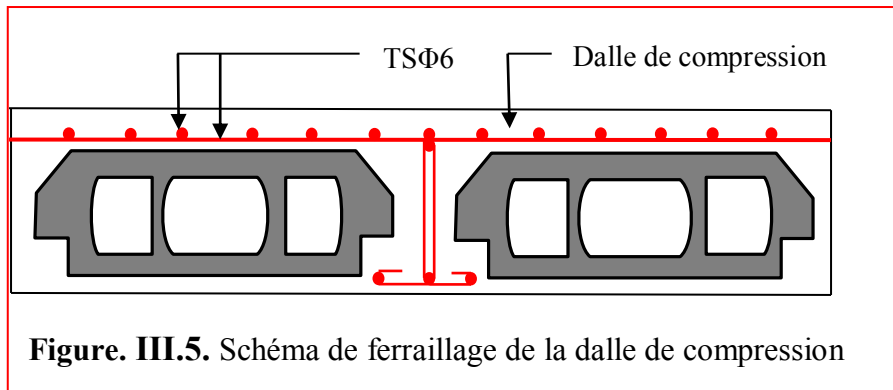
	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
T. Inaccessible		
Etage d'habitation		
Etage service		

III.1.2.6 Ferrailage de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit  $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

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



III.2. Calcul des dalles pleines

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

III.2.1. Données de différentes dalles (Annexe 1 et 5)

Tableau III.13. Données des différents types de dalle pleine

Types	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
D1	1,1	/	/	/	/	/	/
D2	1,1	2,7	0,41	0,1088	0,2500	0,01110	0,2924
D3	1,35	3,7	0,36	/	/	/	/
D4	3,70	4,70	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9594

III.2.2. Calcul des sollicitations

✓ Dalle sur un seul appui

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple

$$G = 4,34 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = \gamma \times v \Rightarrow P = 18 \times 1 \times 0,1 \times 0,8 \text{ KN}$$

✓ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1ml$$

$$q_u = 11,11 \text{ Kn/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,944 \text{ KN}$$

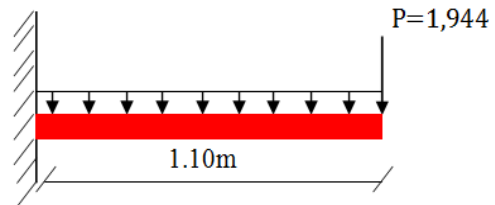


Figure.III.6.Schéma statique de la dalle D1

Calcul du moment

$$M_s = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{11,11 \times 1}{2} + 1,944 \times 1,1\right)$$

$$M_u = -8,85 \text{ Kn.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + P_u \Rightarrow V_u = 11,11 \times 1,1 + 1,944 \Rightarrow V_u = 6.718 \text{ KN}$$

✓ Calcul à l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 1ml \Rightarrow q_s = 7.84 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1,44 \text{ KN}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{7,84 \times 1,1^2}{2} + 1,44 \times 1,1\right) \Rightarrow M_s = -6,32 \text{ Kn.m}$$

III.2.3. Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{8,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09 \times 14,2} = 0,0076 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,10 ; z = 0,086 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{8,85 \times 10^{-3}}{0,086 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1 / 400 = 1,086 \text{ cm}^2 / ml$$

Donc on choisit  $A_t = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 / ml$

✓ L'espacement

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/5 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ Les Armatures de répartition

$$A_y = A_t/3 = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $S_t = 33 \text{ cm}$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{6,718 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,074 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

✓ Vérification des contraintes

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 5,895 \cdot 10^{-3}y - 5,305 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$Y = 2,72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,0272^3 + 15 \times 3,93 \cdot 10^{-4} (0,09 - 0,0272)^2$$

$$I = 2995,61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{6,32 \cdot 10^{-3}}{2995,61 \cdot 10^{-8}} \times 0,0272 \leq 0,6 \times 25$$

$$5,37 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

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

$$15 \times \frac{6,32 \cdot 10^{-3}}{3942,22 \cdot 10^{-8}} (0,09 - 0,0272) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st} = 198,73 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.14.** Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_x^{traveé}$ (KN.m)	$M_y^{traveé}$ (KN.m)	$M_a^{rive}$ (KN.m)
Balcons	D1	8,85	/	/	6,718	/	/	6,32	/
	D2	1,24	0,31	- 0,73	5,94	0,4	0,89	0,26	- 0,52
	D3	16,34	3,86	- 9,61	7,36	0,35	11,53	2,73	- 6,78
Plancher	D4	5,21	4,86	- 3,07	11,47	10,5	4,36	4,73	-2,18

**Tableau III.15.** Vérification de l'effort tranchant.

	$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
D1	6,718	0,074 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D2	5,94	0,066 < 1,17	Vérifiée	0,4	0,004 < 1,17	Vérifiée
D3	7,36	0,018 < 1,17	Vérifiée	0,35	0,0038 < 1,17	Vérifiée
D4	11,47	0,76 < 1,17	Vérifiée	10,5	0,07 < 1,17	Vérifiée

**Tableau III.16.** Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
D1	X-X	8,85	0,076	0,10	8,6	2,95	1,086	5HA10 = 3,93
D2	X-X	1,24	0,0107	0,013	8,9	0,47	1,086	4HA10 = 3,14
	Y-Y	0,31	0,0027	0,0033	8,9	0,10	1,086	3HA10 = 2,36
	Appui	0,73	0,0063	0,0087	9	0,23	1,086	4HA8 = 2,01
D3	X-X	16,35	0,142	0,192	8,3	5,65	1,086	6HA12 = 6,76
	Y-Y	3,86	0,0337	0,042	8,8	1,25	1,086	4HA10 = 3,14
	appui	9,61	0,0883	0,109	8,6	3,21	1,21	4HA8 = 2,01
D4	X-X	5,21	0,0254	0,032	11,8	1,16	1,21	4HA10 = 3,14
	Y-Y	4,86	0,0237	0,029	11,9	1,17	1,20	4HA8 = 3,14
	appui	3,07	0,015	0,018	12	0,74	1,37	3HA8 = 1,51

**Tableau III.17.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		$M^s$ 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.
D1	x-x	6,32	2,72	2995,61	5,73 < 15	Vérifiée	198,73 < 201,63	Vérifiée
D2	x-x	0,89	2,47	2510,02	0,87 < 15	Vérifiée	40 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0,26	2,47	2510,02	0,25 < 15	Vérifiée	26,67 < 201,63	Vérifiée
	appui	0,52	2,04	1743,47	0,61 < 15	Vérifiée	31,43 < 201,63	Vérifiée
D3	x-x	11,5	3,35	4491,95	9,42 < 15	Vérifiée	238,87 < 201,63	N.Vérifiée

	y-y	2,73	2,47	2510,02	2,68 < 15	Vérifiée	106,53 < 201,63	Vérifiée
	appui	6,78	2,04	1743,47	7,96 < 15	Vérifiée	405,99 < 201,63	N.Vérifiée
<b>D4</b>	x-x	4,36	3,31	7633,23	1,89 < 15	Vérifiée	100,15 < 201,63	Vérifiée
	y-y	3,30	2,72	5210,65	2,24 < 15	Vérifiée	152,00 < 201,63	Vérifiée
	appui	2,18	2,39	4552,13	1,28 < 15	Vérifiée	131,16 < 201,63	Vérifiée

On remarque que la deuxième condition de la dalle D3 n'est pas vérifiée selon le sens X-X et au niveau des appuis, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{11,53 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 7,05 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve  $\alpha = 0,38$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{11,53 \cdot 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,38}{3}\right) 201,63} = 7,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 7HA12 = 7,92/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 14 \text{ cm}$$

- Au niveau de l'appui de la dalle 3

$$A_s = 6HA10 = 4,7/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

### ✓ Evaluation de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

### ✓ Pour la dalle D1

$$12 \text{ cm} > 5,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$3,93 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### ✓ Pour la dalle D2

$$12 \text{ cm} \geq 4,66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$3,14 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D3

12 cm > 5,73 cm ..... Vérifiée

7,92 cm<sup>2</sup> > 4,5 cm<sup>2</sup> ..... Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ Pour la dalle D4

15 cm > 15,2 cm ..... N Vérifiée

3,14 cm<sup>2</sup> < 6 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

On doit vérifier la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

**Tableau III.18.** Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation		$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D3	X-X	0,8009	0,2293	1,001	0,3730	1,1996 < 2,7	Vérifiée
	Y-Y	1,0819	0,2740	0,7068	0,3606	1,1576 < 7,4	Vérifiée
D3	X-X	1.6347	0,4301	0.9854	0,5449	1.64 < 7.2	Vérifiée
	Y-Y	1,7612	0,4634	1,0616	0,5870	1.7723 < 7.4	Vérifiée

**Remarque**

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left( l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

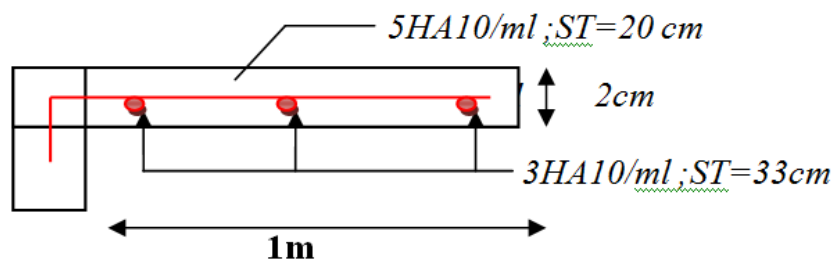
Avec,  $l \parallel L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

$l_s$ : Longueur de scellement = 40Ø (acier HA)

Donc,  $L_1 = 1m$  pour les travées de rives et  $L_1 = 0,70 m$  pour les travées intermédiaires

✓ Schémas de ferrailages



5HA10; ST (20cm)

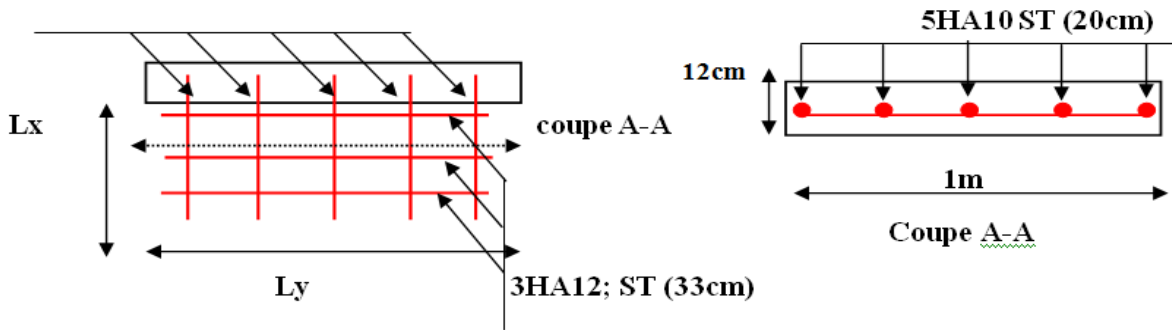


Figure. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D1

4HA10; ST (25cm)

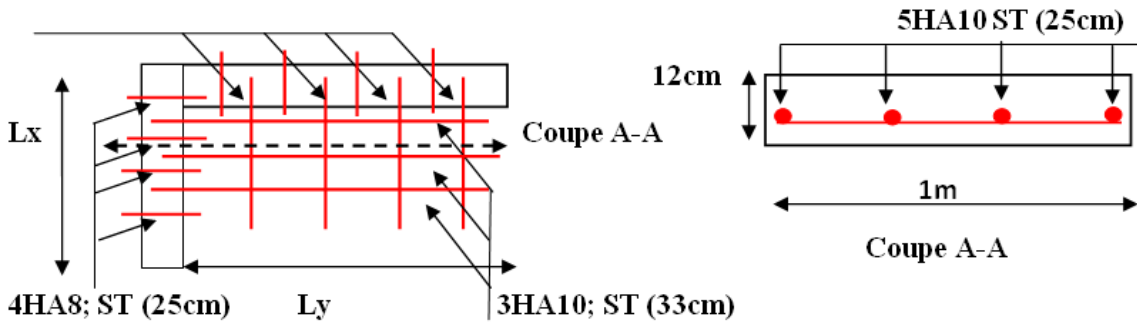


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D2

1HA8; ST (25cm)

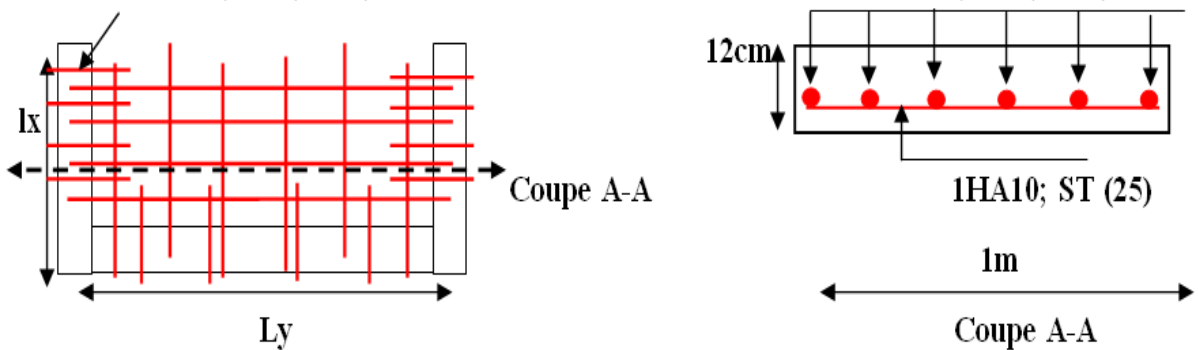


Figure. III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D3



Remarque

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définie comme suit :

$$A'_x = 1,80 \times 3,14 = 5,652 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 4\text{HA14} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1,80 \times 2,01 = 3,61 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s$$

$$L_a = 1,8 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0.014 = 4,72$$

$$L_b = 1,8 + 1,8 + 2 \times 40 \times 0.012 = 4,56$$

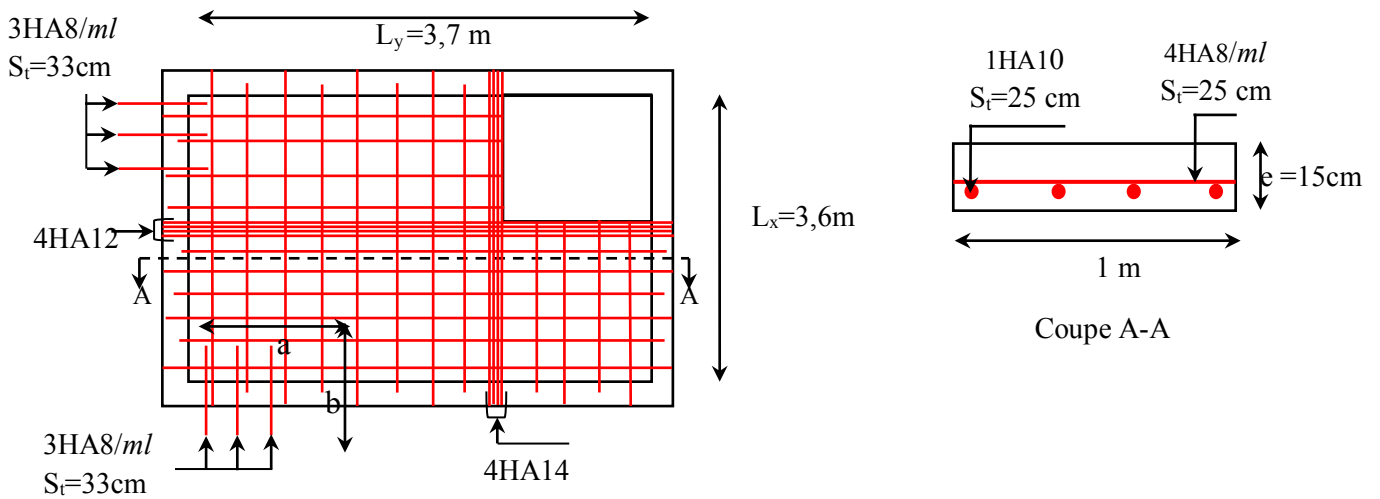


Figure. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D4

## III.3. Etude de l'ascenseur

### III.3.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

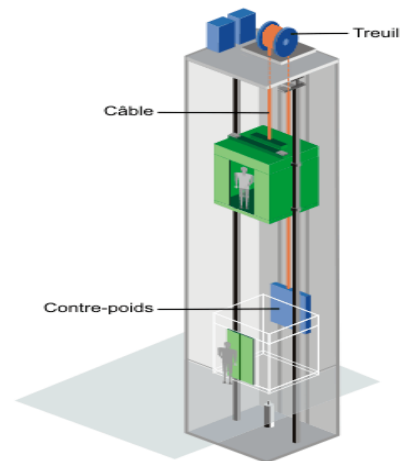
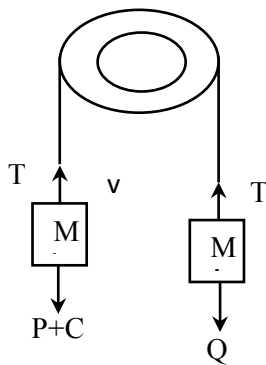


Figure III.11. Schéma statique et concept d'ascenseur

### III.3.2. Les caractéristiques

- $V = 0,63 \text{ m/s}$  : Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,80 \times 1,80 \text{ m}^2$  dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

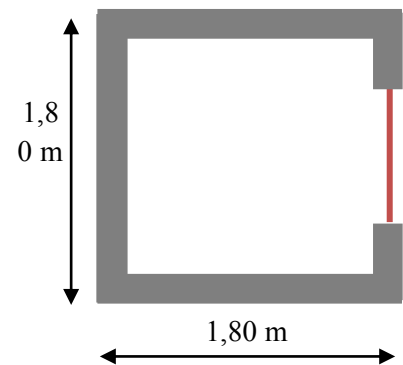


Figure III.12. Coupe transversale d'ascenseur

III.3.3. Dalle de salle machine (locale).

- $h_0$ : épaisseur de la dalle
- $h$ : épaisseur de revêtement
- $a_0$  et  $U$  sont // à  $l_x$        $a_0 \times b_0$  : la surface de charge
- $b_0$  et  $V$  sont // à  $l_y$

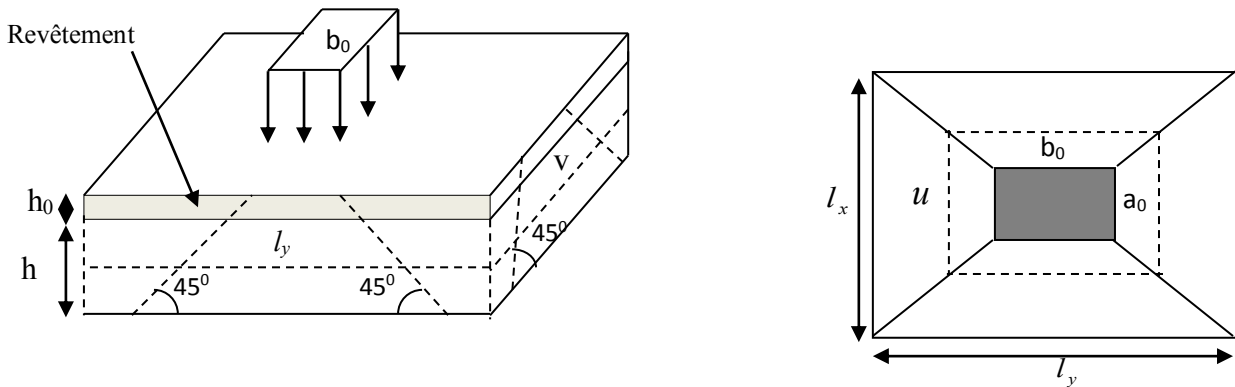


Figure III.13. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

-  $\xi$ : coefficient qui dépend de type de revêtement (revêtement moins rigide  $\xi = 0,75$ ).

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0.15 * 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments

✓  $M_1^x$  et  $M_1^y$  Du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + \nu * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $U/l_x$ ,  $V/l_y$  et  $\rho$ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/180 = 0,57 ; V/l_y = 102,5/180 = 0,57$$

$$\text{Soit } M_1 = M_2 = 0,076$$

Avec  $\nu = 0$  à l'ELU et  $\nu = 0,2$  à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^x = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^y = 6,79 \text{ KN.m}$$

✓  $M_2^x$  et  $M_2^y$  dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7,91 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -3,09 \text{ KN.m}$$

Tableau III.19. Ferrailage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	6,57	0,032	0,041	0,118	1,05	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	- 3,09	0,015	0,018	0,119	0,75	1,2	3HA10 = 2,36

### ➤ Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec  $U_c$  Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5,98$$

$$M_1^y = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,82 M_2^y = M_2^x = 0,82$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_x = -2,72 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.20.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5,78	3,14	2,92	4713,12	$3,59 < 15$	$167,03 < 201,63$	Vérifiée
Appui	- 2,72	2,36	2,72	4713,12	$2,58 < 15$	$103,49 < 201,63$	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

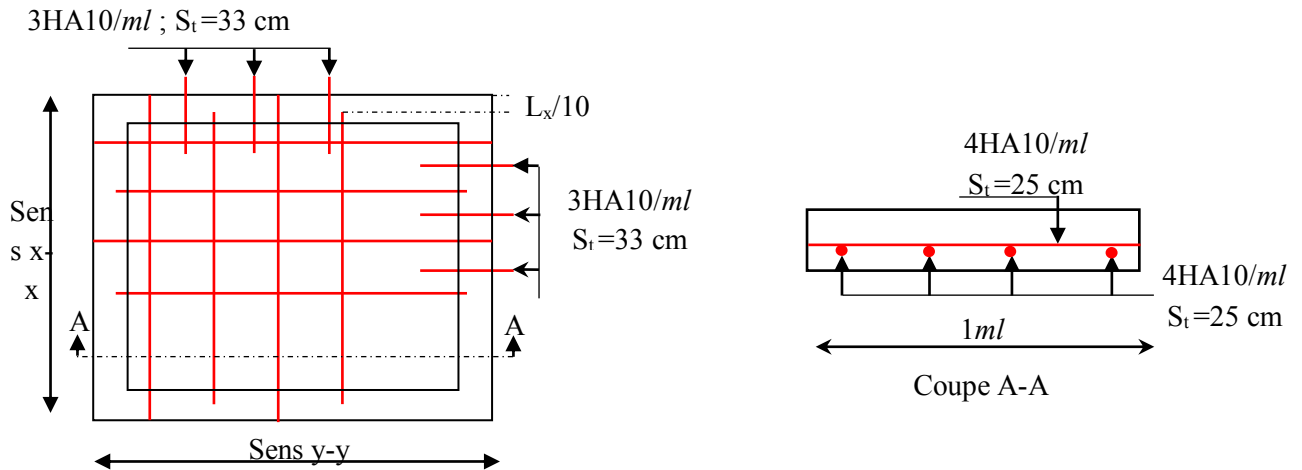


Figure III.14. Schéma de ferrailage du local machine

III.3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (180×180 et h=15cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$ .
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$

➤ Calcul des moments à l'ELU

$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2$

$M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,30 \text{ KN.m}$

➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.21. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	2,76	0,013	0,016	0,119	0,67	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,30	0,006	0,008	0,120	0,31	1,2	3HA10 = 2,36

### ➤ Calcul à l'ELS

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,152 \text{ KN.m}$$

### ➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau III.22.** Vérification des contraintes

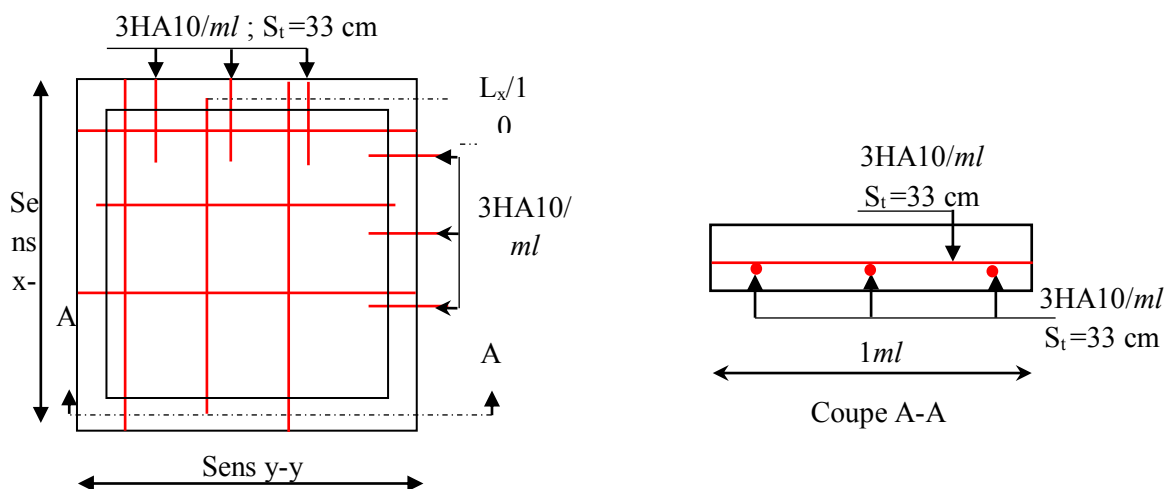
Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	2,45	2,36	2,58	3713,72	1,70 < 15	93,22 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 1,152	2,36	2,58	3713,72	0,8 < 15	43,83 < 201,63	Vérifiée

### ➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### ➤ Schémas de ferrailage



**Figure III.15.** Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.4. L'acrotère

III.4.1. Evaluation des charges et surcharges l'acrotère

➤ Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on a :

La surface :  $S = 685\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$

Poids propre :  $G_t = 2.133\text{KN/ml}$

La charge due à la main courante :  $Q=1\text{KN}$

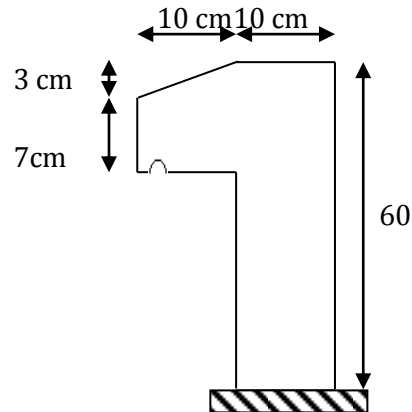


Figure III.16. Schémas de l'acrotère

➤ La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule

(RPA Article 6.2.3)

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t$$

Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99 ]

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.( 6.1) du RPA99].

**G<sub>t</sub>** : poids de l'élément considéré.

➤ Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.  
- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_t = 2.133\text{KN/ml}. \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024\text{KN}.$$

➤ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$\Rightarrow G(X_g; Y_g) : x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \quad \text{et} \quad y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6 / 2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07 / 2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03 / 3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0.0620\text{m} \quad y_G = 0.330\text{m}$$

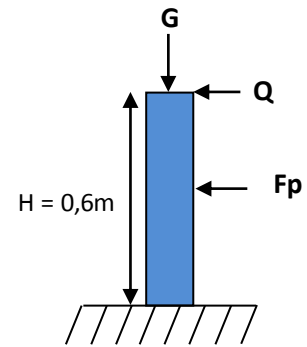


Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 \text{ KN.m}$$



III.4.2. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases}$$

Figure III.17. Les Sollicitations sur l'acrotère

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$   
Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2 \text{ cm; } h / 250) = \max (2 \text{ cm; } 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(BAEL 99 Article A.4.3.5)}$$

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

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

Tableau III.23. Combinaison d'action l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,133	2,879	2,133
M (KN.m)	0.94	0,9	0,6

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

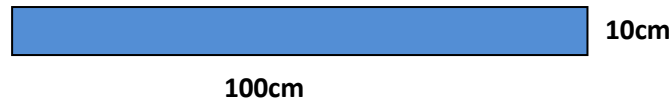
$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc: 
$$\begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

**III.4.3. Calcul à l'ELU**

➤ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont

$$N_u = 2.879KN \quad ; M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984KN.m;$$



**Figure III.18.** Section à ferrailer

➤ **Ferraillage**

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left( 0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072KN.m$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307cm^2$$

➤ **Vérification à l'E.L.U**

✓ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966cm^2$$

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

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$$

## ➤ Espacement

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

## ➤ Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

## ➤ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{(BAEL99 Article. A.6.1. 3)}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.279MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \text{(BAEL99 Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2.83MPa \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

## ➤ Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.133KN; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6KN.m;$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

## ➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6MPa$$

## ➤ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

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

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0,28m$$

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

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,05 - 0,28 = -0,231m = -23,1cm$$

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

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ;$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158m^2$$

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

$$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4,06.10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6,376.10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25m$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46m$$

$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229m$  (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$$\Rightarrow y_{ser} = 0.229m.$$

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

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 MPa \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

➤ Schémas de ferrailage

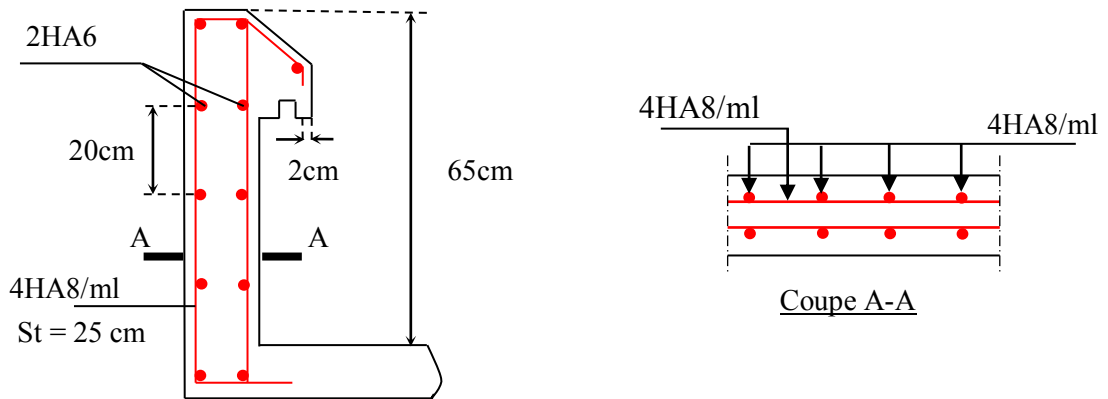


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

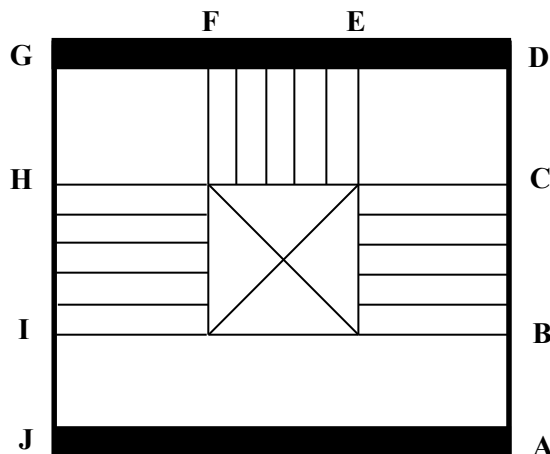
III.5. les Escaliers :

III.5.1. Définition:

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

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier escalier à trois volées pour le RDC, l'entresol et les étages courants, à deux volées pour le vide sanitaire.

Le premier type :



III.5.2. Calcul type 1 :

Ce type se calcule comme suit

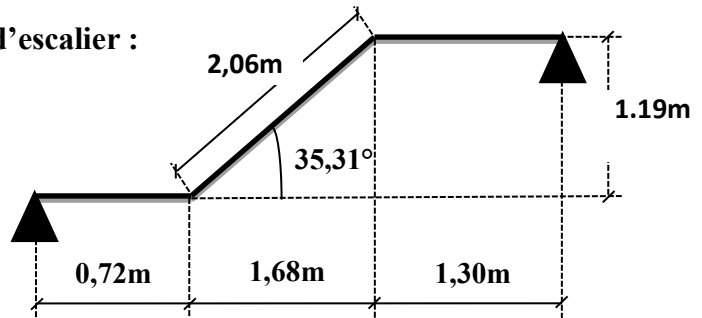
1<sup>er</sup>) Partie AD=GJ :

✓ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=8.67 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

✓ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.27 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



Calcul à l'ELU:

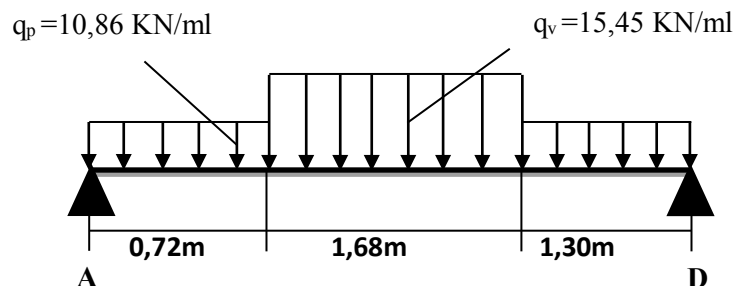
• La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.67) + (1.5 \times 2.5) = 15.45 \text{ KN/ml.}$$

• La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 2.5) = 10.86 \text{ KN/ml.}$$

• Schema statique:



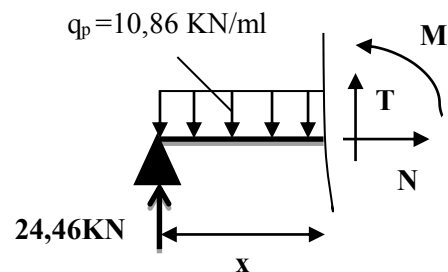
✓ Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 24.46 \text{ KN.}$$

$$R_D = 23.43 \text{ KN.}$$



**Calcul des moments :**

✓ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 0,72$  m**

$$M = 24,46x - 5,43x^2$$

$$T = 10,86x - 24,46$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-24,46 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=0,72 \rightarrow \begin{cases} M=15,02 \text{ KN.m} \\ T=-16,64 \text{ KN} \end{cases}$$

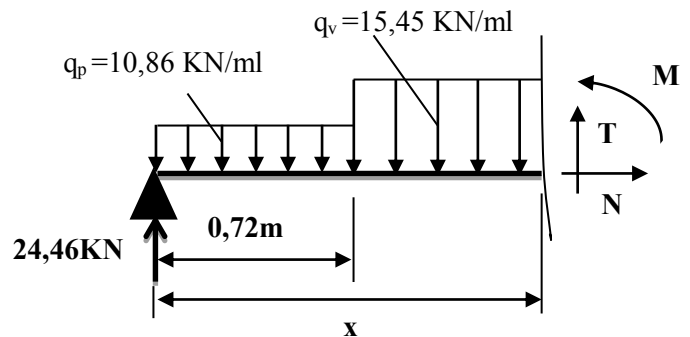
✓ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0,72\text{m} < x < 2,40$  m**

$$M = 16,64x - 7,72(x - 0,72)^2 + 2,81$$

$$T = 27,76 - 15,45x$$

$$\text{Pour } x = 0,72 \rightarrow \begin{cases} M=14,79 \text{ KN.m} \\ T=16,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 2,40 \rightarrow \begin{cases} M=20,95 \text{ KN.m} \\ T=-8,54 \text{ KN} \end{cases}$$



**Calcul  $M^{\max}$ :**

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

**Calcul de x :**

$$X = 1,89\text{m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 23,69 \text{ KN.m.}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0,5 M^{\max} = -0,5 \times 23,69 = -11,84 \text{ KN.m.}$$

$$M_f = 0,75 M^{\max} = 0,75 \times 23,69 = 17,76 \text{ KN.m.}$$

✓ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

$$S = b \cdot h \quad \text{avec } (b=100\text{cm}, h=15\text{cm})$$

$$e = 15\text{cm}$$

$$d = 13\text{cm}$$

a) En travée

$$M^t = 17,76\text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{17,76 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 14.2} = 0.074$$

$$\mu_{bu} = 0.073 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A'_s = 0$ ).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.096$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.125\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{St}} = \frac{17,76 * 10^{-3}}{348 * 0.125} = 4,083\text{cm}^2$$

On opte pour : 6HA12 = 6.79cm<sup>2</sup>

b) En appuis

$$M^a = 11,84\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,84 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 14.2} = 0.0493$$

$$\mu_{bu} = 0.0493 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0,063$$

$$Z = 0,126\text{m}$$

$$A_a = \frac{11,84 * 10^{-3}}{0,126 * 348} = 2,700\text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.93cm<sup>2</sup>

c) Les armatures de répartition : .....BAEL99 (ArtE.8.2.41)

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à  $\frac{A}{4}$  alors :

- En travée

$$A(\text{répartitio n}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2,$$



- En appuis

$$A(\text{répartitio n}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2,$$

d) Espacements des barres

d. 1. Pour armatures principales (longitudinales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} \quad \text{soit : } 17\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

d. 2. Pour armatures de répartition (transversales)

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} \quad \text{soit : } 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{array} \right.$$

d) Vérifications

d. 1. Vérification à L'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 * \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 3.93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

✓ Vérification au cisaillement : .....BAEL 91(Art A. 5. 1, 211)

**L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.**

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

**Tel que :**  $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{16,96 * 10^{-3}}{1 * 0,13} = 0,130\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.130\text{MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

✓ Vérification de l'espacement des armatures : .....BAEL 99(Art A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Les armatures principales :  $(3h;33cm) = (3 \times 15; 33cm) = 33cm$  .....vérifié

Les armatures secondaires :  $(4h;33cm) = (4 \times 15; 45cm) = 45cm$  ..... vérifié

✓L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)

➤ L'influence sur le béton :

**On vérifie que :**

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0,78MN$$

$$V_{\max} = 16,96KN < 78KN.....Vérifié$$

➤ L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 6.79 + 3.93 = 10.72cm^2$$

**On vérifie que :**  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_{\max}^a = \frac{1,15}{400} * 16,96 * 10^{-3} = 0,48cm^2$

$$A_l = 10,72cm^2 > 0,48cm^2 ..... Vérifié.$$

**d. 2. Vérification à l'ELS**

$$q_v = 11,17KN / ml$$

$$q_p = 7,75KN / m^2$$

d. 2. 1. Calcul des sollicitations

**Avec la même méthode de calcul on aura :**

**Le moment max est :  $M^{\max} = 16,25KN.m$**

**Donc on a :**  $\begin{cases} M^t = 0.75M_{\max} = 12,18KN.m.....Entravée \\ M^a = 0.5M_{\max} = 8,12KN.m.....En appuis \end{cases}$

d. 2. 2. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : .....BAEL91 (Art B.7.3.)

**La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.**

d. 2. 3. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

✓ En travée :  $M_{ser}^t = 12,18KN.m$  ;  $A_s = 6.79cm^2$  ;  $d = 13cm$  et  $b = 100cm$

$$50y^2 + 15 * 6.79y - 15 * 6.79 * 13 = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1324,05 = 0$$

$$y = 4.22cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 * (4.22)^3}{3} + 15 * 6.79(13 - 4.22)^2$$

$$I = 10356.501cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,18 * 10^{-3}}{10356.501 * 10^{-8}} * 4.22 * 10^{-2} = 4,96MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,96MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

✓ En appuis :  $M_{ser}^a = 8,12KN.m$

$$50y^2 + 15 * 3.93y - 15 * 3.93 * 13 = 0$$

$$y = 3.369cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 * (3,369)^3}{3} + 15 * 3,93(13 - 3,369)^2$$

$$I = 6742,598cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,12 * 10^{-3}}{6742,598 * 10^{-8}} * 3,369 * 10^{-2} = 4,057MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4,057MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa.....Vérifié.$$

d. 2. 4. Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 15,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :  $f_{adm} = 3/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**J** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 8,61 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,27 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 12,19 = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 4,53 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 6,29 = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 11,11 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,77 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 16,12 = 13,70 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0,4346\% ; \begin{cases} \lambda_i = 4,83 \\ \lambda_v = 1,93 \end{cases} ; I_0 = 30551,59 \text{ cm}^4 ; \begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st}^g = 156,86 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 80,85 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 207,43 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des  $\mu$**

$$\mu_g = 0,238 ; \mu_j = 0 ; \mu_p = 0,355$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 15634,39 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 33606,74 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 12379,77 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 23028,73 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 5,24 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,67 \text{ mm} \\ f_{pi} = 4,29 \text{ mm} \\ f_{gi} = 2,57 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,29 < \bar{f} = \frac{3,55}{500} = 7,1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

✓ Schéma de ferrailage :

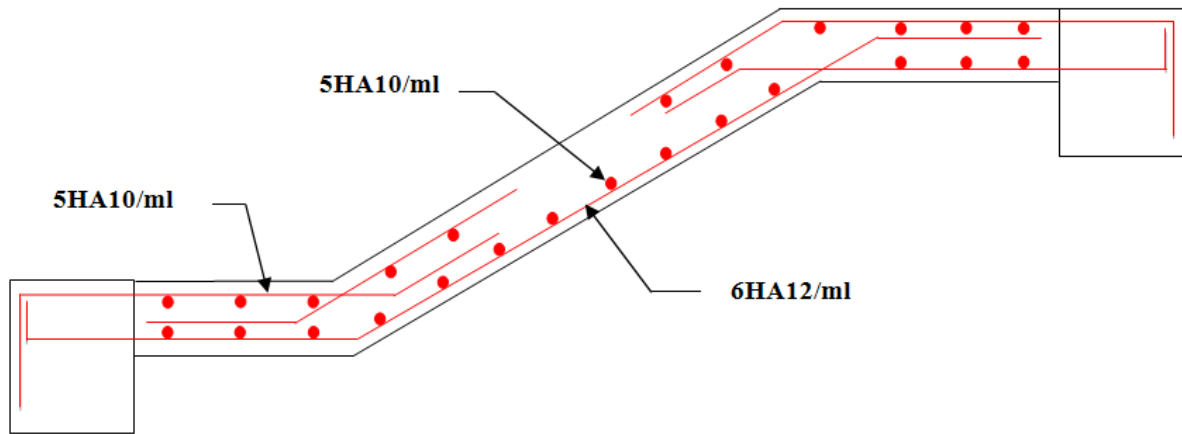


Figure. III.20. Schéma de ferrailage de la partie AD de l'escalier

2<sup>ème</sup>) Partie EF :

✓ = La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G = \begin{cases} 8.77 \text{ KN/m}^2 \\ 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul à l'ELU :

• La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 8.77) + (1.5 \times 2.5) = 15.59 \text{ KN/ml.}$$

Tableau III.24. Résultats de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> partie

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A choisit (cm <sup>2</sup> /ml)	A répartition (cm <sup>2</sup> /ml)
13,17	0.054	0.0705	0.126	3,003	1.2	5HA10/ml 3,93	4HA8/ml 2.01

✓ Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2,5 \times 15, 25 \text{ cm})$$

$S_t \leq 25\text{cm}$

On a choisi 5HT12, soit  $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$  ..... donc c'est vérifiée

• **Vérifications**

✓ **Vérifications à L'ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_s \leq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.20\text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

**Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.156\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérifications à L'ELS**

✓ **Etats limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure au égale ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

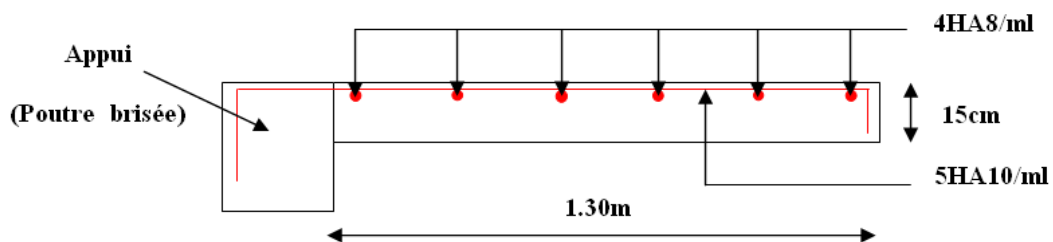
$$\frac{100 \times y^2}{2} + (15 \times 3.93) \times y - 15 \times 3.93 \times 13 = 0 \Rightarrow y = 3,36\text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 3,36^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (13 - 3,36)^2 \Rightarrow I = 6742,635\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.52 \times 3,36 \times 10^3}{7501,481} = 4,26\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Schéma de ferrailage :**



**Figure. III.21.** Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier

## III.5.2.1. Calcul de la poutre palière

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

### -Dimensionnement

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

Soit :  $b=30\text{cm}$  et  $h=35\text{cm}$

La poutre brisée est soumise

à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

### -Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.625 \text{KN/ml}$$

$$g_1 = 25 * 0.30 * 0.35 / \cos 37.07 = 3.290 \text{KN/ml}$$

$g_0$  : étant le poids propre de la partie horizontale.

$g_1$  : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_P = 23.43 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_V = 20,26 \text{ KN/ml}$$

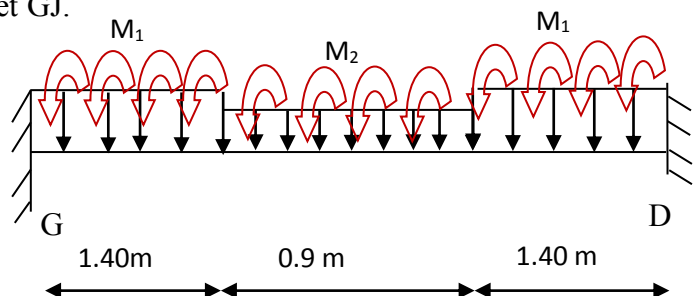
Avec :

- $R_P$  : charge ramenée par la partie AD et GJ.
- $R_V$  : charge ramenée par la volée (2)

### -Calcul des sollicitations

$$0 \leq x \leq 1.4\text{m} ;$$

$$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow$$



$$R_G = \frac{(R_p + 1.35g_0) \times 1.4 \times 3 + (R_v + 1.35g_1) \times 0.9 \times 1.85 + (R_p + 1.35g_0) \times 1.4^2 / 2}{3.7}$$

$$R_G = 45,36 \text{ KN}$$

Par raison de symétrie;  $R_G = R_D = 45,36 \text{ KN}$

et  $M_0$  se trouve à mi-travée de la poutre

$$M_0 = 1.85R_G - [(R_p + 1.35g_0) \times 1.4 \times 1.15 + (R_v + 1.35g_1) \times 0.75^2 / 2] = 33,54 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 45,36 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailrages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

**Tableau III.25.** Résultats de ferraillage de la poutre brisé

	Moment (kN.m)	$A_{cat} (cm^2)$	$\tau_u$ (MPa)
En travée	$0.85M_0 = 28,50$	2.51	0.46
En appui	$0.5M_0 = 16,77$	1.45	0.46

✓ **Vérifications**

**Vérifications à L'ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_t = 2.51 > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 1.45 > A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$$

**Contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$



$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.433 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.45$$

On adopte  $A_t = 0.5 \text{ cm}^2$

### ✓ Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.58 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 52.66 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.20 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 27.92 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

### ✓ Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

–  $M_1 = 11.84 \text{ KN.m}$  par mètre, du à la partie AD et JG.

–  $M_2 = 13.17 \text{ KN.m}$  par mètre, du à la volée (2).

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_{T\max} = 13.17 \text{ KN.m}$$

### ✓ Ferrailage

### ✓ Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion  $M_T = 24.36 \text{ KN.m}$  est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive  $\Omega$  (section creuse d'épaisseur  $e$ )

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$U$  : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{BAEL99 (article I.II)}$$

$$A_l = \frac{24.36 \times 10^3 \times 1.1}{2 \times 0.075 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.36 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 3.24 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

✓ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 3.24 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL99 (article I.III)}$$

✓ **Vérfications à L'ELS**

✓ **Etats limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure au égale ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A(y - d') - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 4,21 \times (y - 2) - 15 \times 6,03 \times (33 - y) = 0 \Rightarrow y = 10,16 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 61877,25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.52 \times 3,36 \times 10^3}{7501,481} = 4,26 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ;  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{24.36 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

En appuis ;  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{24.36 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

### ✓ Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 5.13 + 2.51 = 5.07 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 5.13 + 1.45 = 4.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA14 + 1HA12 = 4.21 cm<sup>2</sup>

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_r = 0.5 + 0.93 = 1.43 \text{ cm}^2 \text{ . On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### ✓ Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.26.** Calcul à l'ELS

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	$X(\text{m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$
35,19	35,19	1,84	32,00	-16,00	27,20

### ✓ Vérification de $\sigma_{bc}$ :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A(y - d') - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 4,21 \times (y - 2) - 15 \times 6,03 \times (33 - y) = 0 \Rightarrow y = 10,16 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 61877,25 \text{ cm}^4$$

### ✓ Calcul de $\sigma_{bc}$ :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{27,20 \times 10,16 \times 10^3}{61877,25} = 4,65 MPa \leq 15 MPa \quad \dots\dots \text{Pas de risque de}$$

fissuration du béton.

La fissuration peut nuire donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

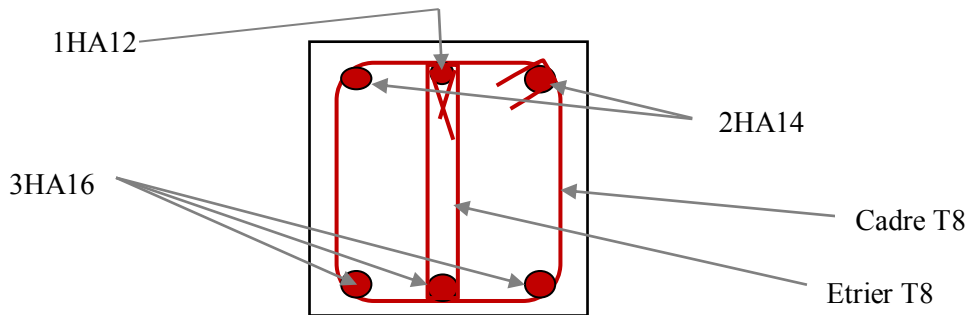
✓ **Vérification de la flèche**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

- 1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 31,45 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$
- 2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 10,24 \text{ cm}^2 < 10,39 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$
- 3)  $L = 3,7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots \text{Vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.22 :** Schémas de ferrailage de la poutre brisée

III.5.3. Escalier Type 2 (reliant V. Sanitaire avec le reste des étages)

1. Calcul de la volée

$$G_p = 5.09 \text{ KN/m}^2$$

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

$$G_v = 8.61 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

✓ À l'ELU

$$P_{uv} = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q = 14.77 \text{ KN/ml}$$

$$P_{up} = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q = 10.62 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul des sollicitations

✓ Les réactions d'appuis

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 2.25)(1.30 + 1.125) + P_{up} \times 1.30 \times (1.30/2)}{3.55} = 25.23 \text{ KN}$$

D'autre part ;

$$R_A + R_B = 47.04 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 21.81 \text{ KN}$$

✓ Calcul des moments fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 2.25 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_A \times x - P_{uv} \times x^2/2 \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.25; M_z = 19.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2.25 \leq x \leq 3.55 \text{ m ;}$$

$$M_z = R_A \times x - P_{uv} (x - 1.125) \times 2.25 - P_{up} \times (x - 2.25)^2 \times 0.5$$

$$\begin{cases} x = 2.25 \text{ m ; } M_z = 19.38 \text{ KN.} \\ x = 3.55 \text{ m ; } M_z \approx 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul du moment max en travée

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.50 \text{ m} \Rightarrow M_{0max} = 22.39 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0max} = -11.19 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 M_{0max} = 19.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

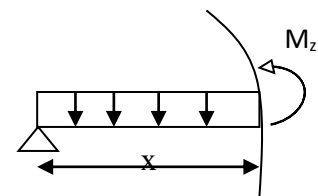
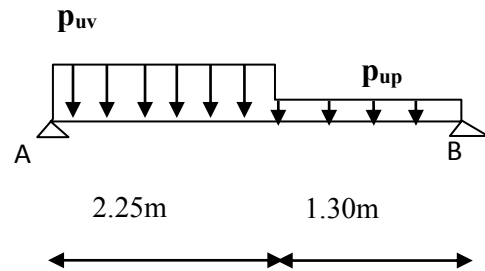
✓ L'effort tranchant max

$$T_{max} = 25.23 \text{ KN}$$

✓ À l'ELS

$$P_{sp} = G_v + Q = 7.59 \text{ KN/m}$$

$$P_{sv} = G_p + Q = 11.11 \text{ KN/m}$$



$$M_{0\max} = 17.23 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\max} = -8.61 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85M_{0\max} = 14.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### ✓ Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab III.27.** Résultats de ferrailage des volées (1) et (2).

Zone	$M_u$ (KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculée}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_s$ ( $cm^2/ml$ )	espacement $S_t$ (cm)
Appui	11.19	0.044	0.056	0.127	2.38	4HA10=3.14	25
Travée	19.03	0.075	0.099	0.124	4.87	5HA12=5.65	20

### ✓ Armatures de répartition

**En travée :**  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2 / ml$

Soit :  $A_r = 4HA8/ml = 2.01 cm^2/ml$   $S_t = 25cm$

### En appuis

$$A_r^i = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 cm^2$$

Soit  $A_r^a = 4HA8 / ml = 2.01 cm^2 \rightarrow S_t = 25cm$

### ✓ Vérifications à l'Etat Limite Ultime

#### ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2$$

**En travée :**  $A^t = 5.65 cm^2 > A_{\min} = 1.57 cm^2$  vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 3.14 cm^2 > A_{\min} = 1.57 cm^2$  vérifiée

#### ✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{25.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.194 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.17 MPa$$

Donc on ne met pas d'armature transversale.

✓ **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL99 les espacements sont :

- Armatures principales :  $S_t=20\text{cm} < \min(3.e, 33\text{cm})=33\text{cm}$
- Armatures secondaires :  $S_t=25\text{cm} < \min(4.e, 45\text{cm})=45\text{cm}$

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_t \geq \frac{1.15V_u}{f_e}$$

$$A_t = A_t + A_a = 5.65 + 3.14 = 8.79 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8.79 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 25.23 \times 10^{-3}}{400} = 0.72 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 18.87 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.98 \text{ KN}$$

$$M^{\max}(x = 1.50 \text{ m}) = 17.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 17.23 = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 17.23 = - 8.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.28.** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	14.64	8995,21	3,92	5.89	15
Appuis	8.61	5608,74	3,09	4.24	15

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e=15 \text{ cm} < 15,08 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :  $f_{adm} = 3/500$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**J** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous **g** :  $\begin{cases} q_v^g = 8,61 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,27 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 12,19 = 10,36 \text{ KN.m}$

Sous **j** :  $\begin{cases} q_v^j = 4,53 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,75 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 6,29 = 5,34 \text{ KN.m}$

Sous **p** :  $\begin{cases} q_v^p = 11,11 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,77 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 16,12 = 13,70 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,4346\%$  ;  $\begin{cases} \lambda_i = 4,83 \\ \lambda_v = 1,93 \end{cases}$  ;  $I_0 = 30551,59 \text{ cm}^4$  ;  $\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$\sigma_{st}^g = 156,86 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^j = 80,85 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^p = 207,43 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des  $\mu$**

$\mu_g = 0,238$  ;  $\mu_j = 0$  ;  $\mu_p = 0,355$



✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = 15634,39 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 33606,74 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 12379,77 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 23028,73 \text{ cm}^4 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 5,24 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,67 \text{ mm} \\ f_{pi} = 4,29 \text{ mm} \\ f_{gi} = 2,57 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,29 < \bar{f} = \frac{3,55}{500} = 7,1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

✓ Schéma de ferrailage :

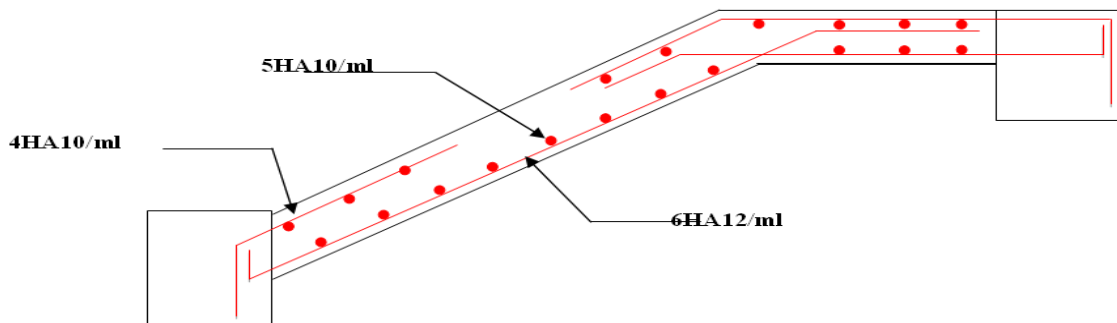


Figure. III.23. Schéma de ferrailage des volées 1 et 2 de l'escalier

III.5.4 Etude du palier de repos

Le palier de repos se calcule comme une dalle pleine en console

$$l_x = 1.30m$$

$$l_y = 3.60m$$

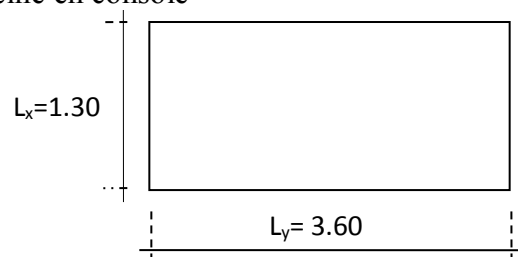


Figure III.24. Schémas du palier de repos

✓ Calcul des sollicitations

ELU :  $q_u = 10.62 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 10.62 \times \frac{1.3^2}{2} = 8.97 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l = 13.81 \text{ KN}$$

ELS :  $q_s = 7.59 \text{ KN/m}^2$

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 7.59 \times \frac{1.3^2}{2} = 6.41 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage**

Le calcul de ferraillage se fait à la flexion pour une bande de 1m de large. Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.29.** Résultat de ferraillage de palier de repos

	$M_{travée}(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adopte}(cm^2/cm)$
<b>Armatures principales</b>	8.97	0.037	0.048	0.127	2.03	<b>4HA10=3.14</b>

On prévoit des armatures de répartitions comme suit :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.78cm^2$$

Soit  $A_r=4HA8=2.01cm^2/ml$ .

✓ **Espacement des armatures**

Sens xx :  $S_t \leq \min(33cm, 3 \times e) = \min(33cm, 3 \times 12) = 33cm$  ;soit  $S_t=25cm$ .

Sens yy :  $S_t \leq \min(45cm, 4 \times e) = \min(45cm, 48cm) = 45cm$  ;soit  $S_t=25cm$ .

➤ **Vérifications**

✓ **Vérifications à L'ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57cm^2 \quad \text{Vérfiée}$$

✓ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.106MPa < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \quad \text{Vérfiée}$$

✓ **Vérifications à L'ELS**

➤ **Etats limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure au égale ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$\frac{1 \times y^2}{2} + (15 \times 3.14) \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0 \Rightarrow y = 2.63 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 2.63^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (10 - 2.63)^2 \Rightarrow I = 3164.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.76 \times 2.63 \times 10^3}{3164.70} = 8.11 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Schéma de ferrailage :

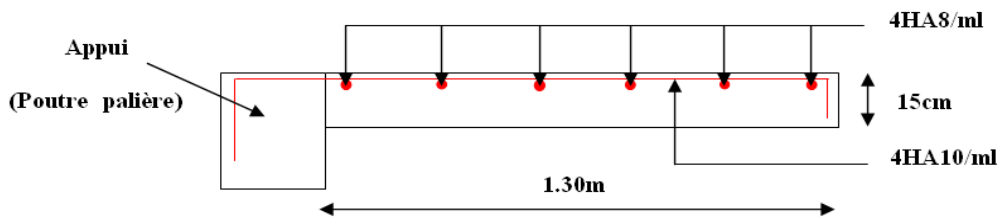


Figure.III.25. Schéma de ferrailage du palier de repos

### III.5.5. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

✓ Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

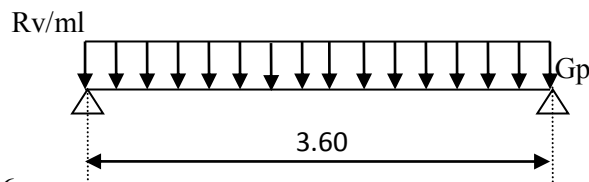


Figure.III.26. Schéma statique de la poutre palière

✓ Vérification

D après le RPA99 addenda 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

✓ Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre :  $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \Rightarrow G = 2.625 \text{ KN/ml}$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

À L'ELU :  $R_b = 21.81 + 14.17 = 35.98 \text{ KN/ml}$ .

À L ELS :  $R_b = 15.98 + 9.88 = 25.86 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Calcul des sollicitations**

✓ **A I ELU**

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 35.98 = 39.52 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{39.52 \times 3.6^2}{8} = 64.02 \text{ KN.m}$$

En travée :  $M_t = 0.85 \times 64.02 = 54.42 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a = 0.5 \times 64.02 = 32.01 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 32.01 \times \frac{3.60}{2} = 57.61 \text{ KN}$

✓ **A I ELS**

$$q_s = 25.86 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25.86 \times 3.60^2}{8} = 41.89 \text{ KN.m}$$

En travée :  $M_t = 0.85 \times 41.89 = 35.60 \text{ KN.m}$

En appui :  $M_a = 0.5 \times 41.89 = 20.94 \text{ KN.m}$

✓ **Ferraillage**

Les résultats du ferraillage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30.** Résultat du ferraillage de la poutre palière

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	54.42	0.117	0.155	0.309	5.06	5HA12=5.65
<b>Appuis</b>	32.01	0.068	0.089	0.318	2.89	3HA12=3.39

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{57.61 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.5819 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.0060 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45 \text{ cm}^2; -0.0061 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -11.19 \times \frac{3.6}{2} = -20,14 \text{ KN.m}$$

Avec :  $M_B$  : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type1).

D'après le **BAEL 99**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \implies \Omega = (b - e) \times (h - e) = 750 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 130 \text{ cm}$  : Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20,14 \times 10^{-3} \times 1,3}{2 \times 0,075 \times 348} = 5,01 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales

on fixe  $St = 15 \text{ cm} \implies A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,578 \text{ cm}^2$

➤ Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{20,14 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 2,68 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S} + \tau^{tor}^2} = \sqrt{0,5819^2 + 2,68^2} = 2,74 \text{ Mpa}$$

$$F.P.N \implies \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$  .....pas de risque de rupture par cisaillement

➤ Ferrailage globale

**En travée:**  $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5,65 + \frac{5,01}{2} = 8,15 \text{ cm}^2$

Soit 6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

**En appui :**  $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,39 + \frac{5,01}{2} = 5,89 \text{ cm}^2$

Soit 4HA14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

**Armature transversales :**  $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,578 = 1,028 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier).

➤ Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 25,86 \text{ KN/m}$

Moments :  $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 41,89 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 35,61 \text{ KN.m} \\ M_{au} = - 0,5 M_0 = - 20,94 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	35,61	11 ,11	54323,14	7,28	15	Vérifiée
En appui	-20,94	9,01	29355,30	6,42	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} > 31,04 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 9,24 \text{ cm}^2 < 10,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3)  $L = 3,6 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ Schéma de ferrailage

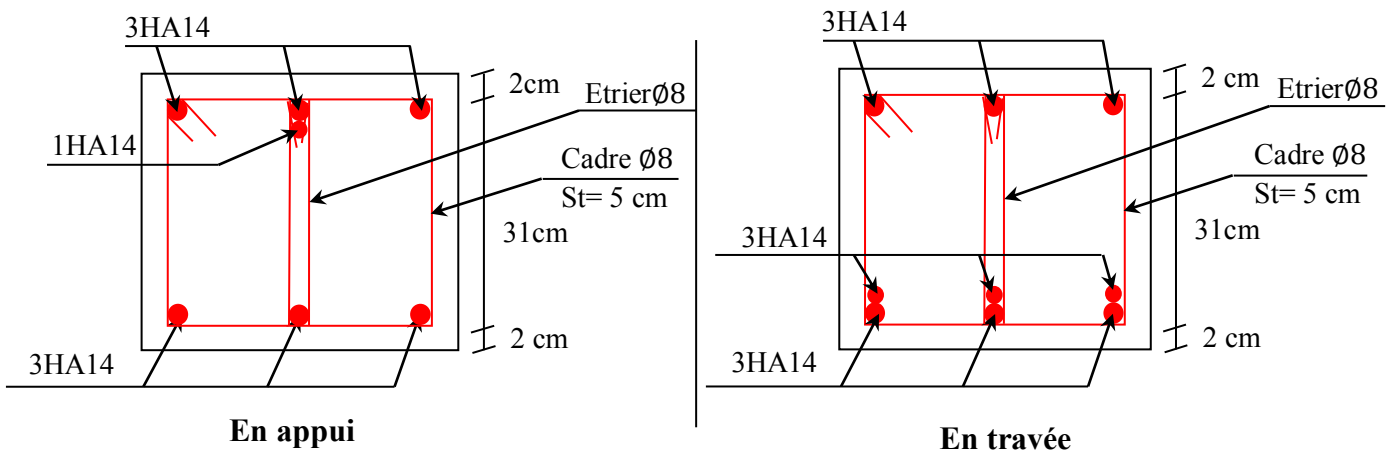


Figure.III.27.Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Etude de la poutre de chaînage

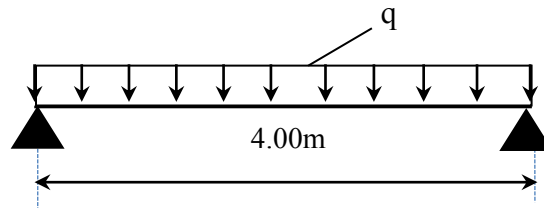


Figure III.28. Schéma statique de la poutre de chaînage

III.6.1. Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté. Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

✓ Condition de la flèche

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 24,66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

✓ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

✓ Poids propre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$

✓ Poids du plancher à corps creux :  $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec :  $l_g = 0$  ;  $l_d = 1,90 \text{ m}$  ;  $G = 5,18 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

✓ Charge d'exploitation sur la poutre :  $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 18,30 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 14,20 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques} \begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 31,31 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 24,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 26,61 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 20,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -12,52 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -9,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau III.32. Moments et ferrailages correspondant

Position	M (KN.m)	Pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	31,31	A	0,093	0,123	0,266	3,38	0,98	3HA12 = 3,39
Appui	-12,52		0,037	0,047	0,274	1,31	0,98	3HA10 = 2,36

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 33,85 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,403 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{trans}$

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi-portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.33. Vérification des contraintes

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	20,64	8,19	25448,90	$6,64 \leq 15$
En appui	9,71	7,03	19047,28	$3,58 \leq 15$

➤ Vérification de la flèche

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} < 31,41 \text{ cm} \dots \dots \dots n \text{ vérifiée}$$



2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,39 \text{ cm}^2 < 8,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

3)  $L = 3,30 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$  vérifiée

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau III.34. Vérification de la flèche

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{qi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
3,0049	0,9296	4,2795	1,6309	4,72	7,4	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

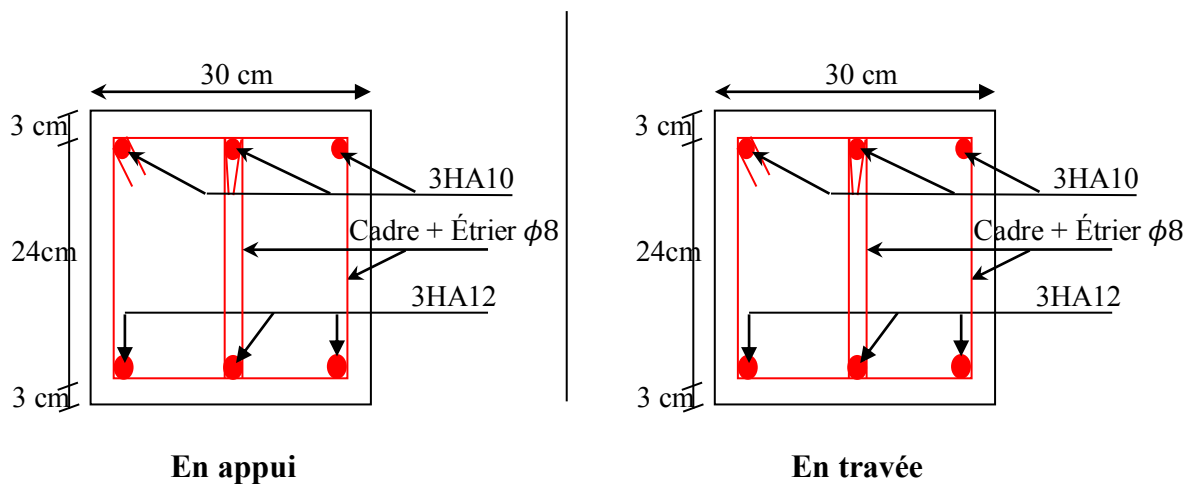


Figure III.29. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

# ***Chapitre IV***

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

### **IV.1. Introduction**

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### **IV.2. Modélisation**

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m\*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{x_{dyn}}$  et  $V_{y_{dyn}}$ ).

### **IV.3. Choix de la méthode de calcul**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

#### **IV.3.1. Méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### **IV.3.2. Méthode dynamique** qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

### **IV.4. Présentation de la méthode modale spectrale**

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- W : Poids total de la structure ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$
- ✓  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

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

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0
02	Redondance en plan	Vérifié	0
03	Régularité en plan	Vérifié	0
04	Régularité en élévation	Non Vérifié	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

**Remarque :**

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,05 \end{cases}$$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$  Avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

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

Dans notre cas :  $W = 22462,641$  KN

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s } \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$  **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

$\xi$ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où,  $\eta = 0,816$

$\checkmark$  On a un site meuble S3  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$  **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

**✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 31,50 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T=0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 17,50 \text{ m} \\ L_y = 11,60 \text{ m} \end{cases}$$

Donc,  $\begin{cases} T_x = \min(0,66 \text{ s} , 0,67 \text{ s} ) = 0,66 \text{ s} \\ T_y = \min(0,66 \text{ s} , 0,83 \text{ s} ) = 0,66 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,695 \\ D_y = 1,695 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} V_{xst} = 1199,33 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1199,33 \text{ KN} \end{cases}$$

#### 4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

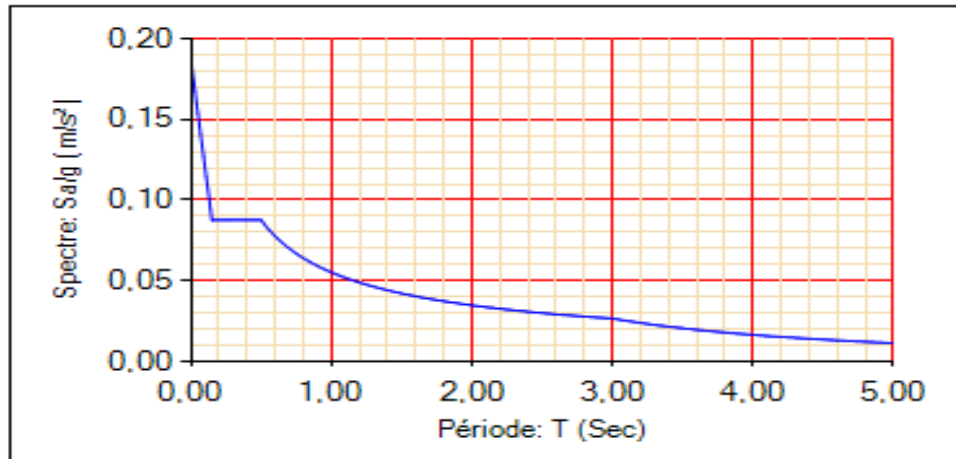


Figure IV.1. Spectre de réponse

**IV.4.2. Résultats obtenus**

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V15, nous avons obtenus les résultats suivants :

**IV.4.3. Disposition des voiles de contreventement :**

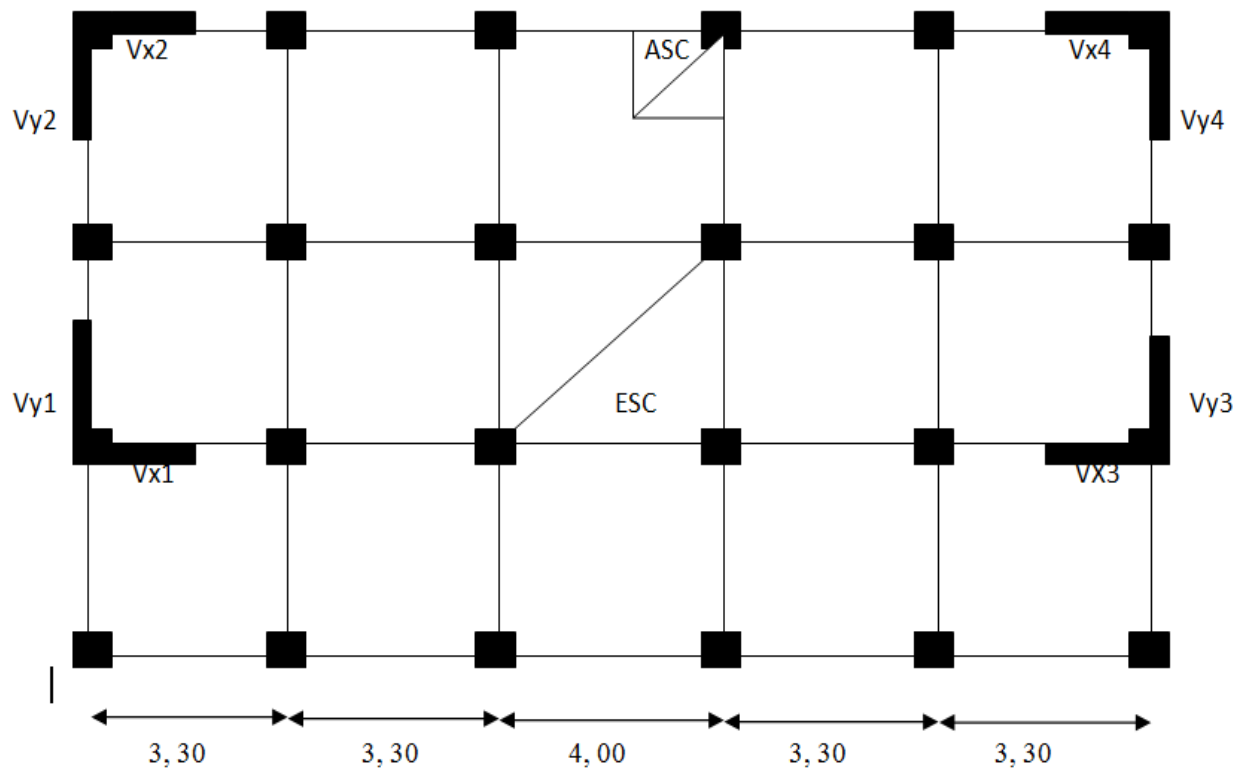


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement



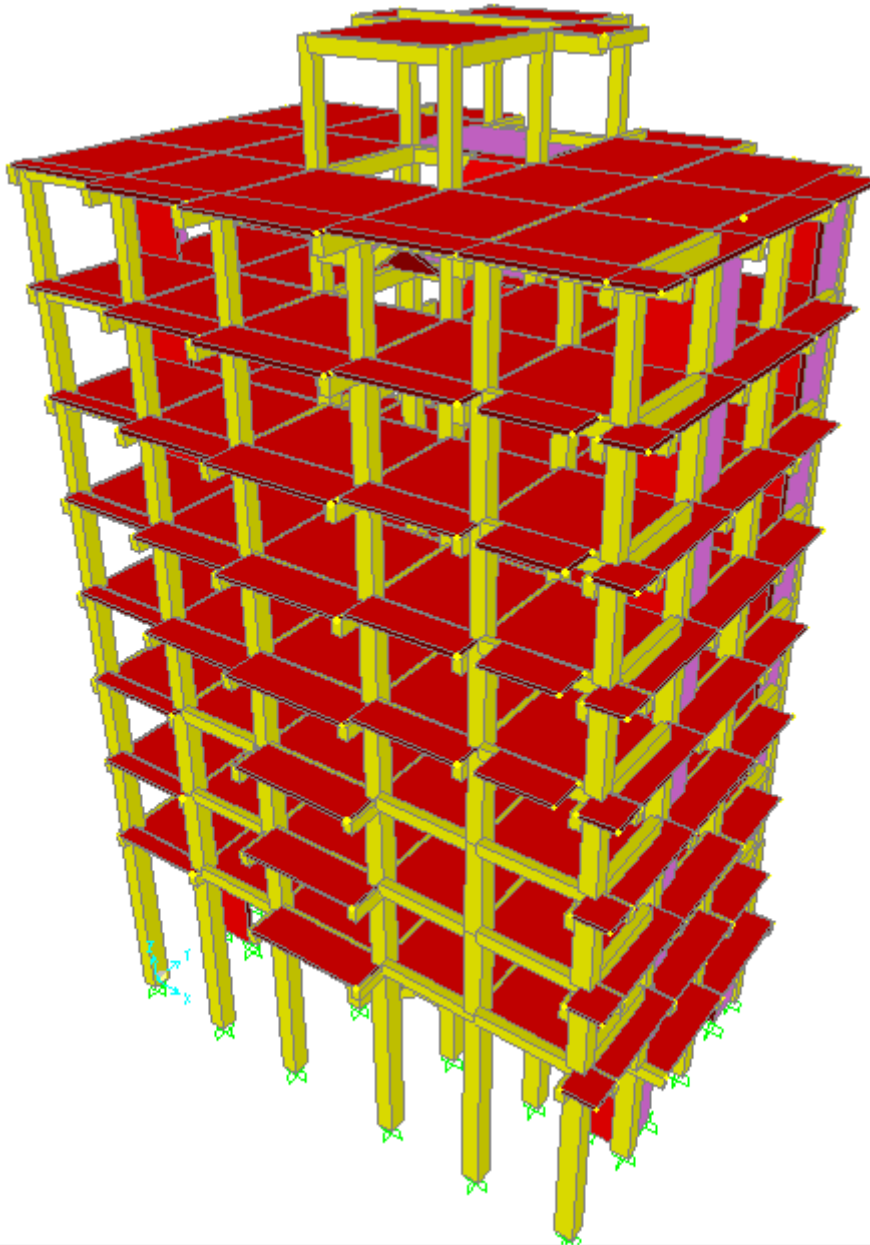


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logicielSAP2000V15

#### IV.4.4. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

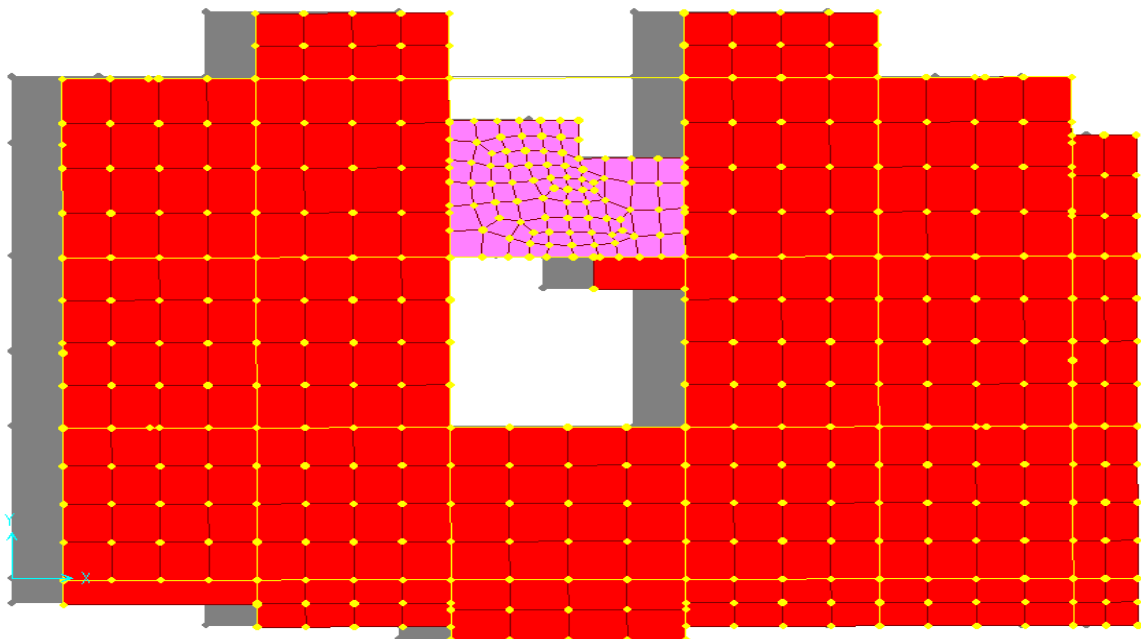
Modes	Période (s)	(% de la Masse modale		(% Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0,717452	0,78429	0,00206	0,78429	0,00206
2	0,68121	0,00214	0,78843	0,78644	0,79049
3	0,565486	0,00073	0,00035	0,78716	0,79084
4	0,250572	0,00005929	0,000005517	0,78722	0,79084
5	0,226558	0,11421	0,00029	0,90143	0,79113
6	0,217345	0,00028	0,11458	0,90171	0,90571

**Interprétation des résultats obtenus**

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000V14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

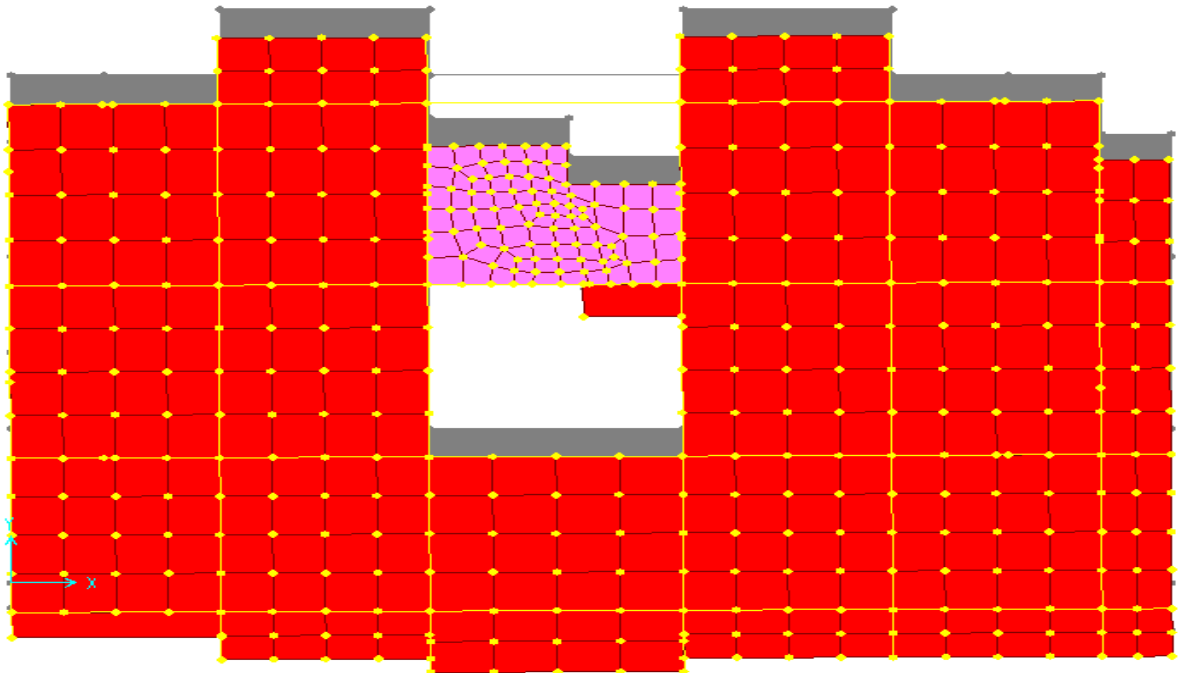
Période majorées de 30%  $\begin{cases} T_x = 0,85s \\ T_y = 0,85 s \end{cases}$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure IV.4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure IV.5.** Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

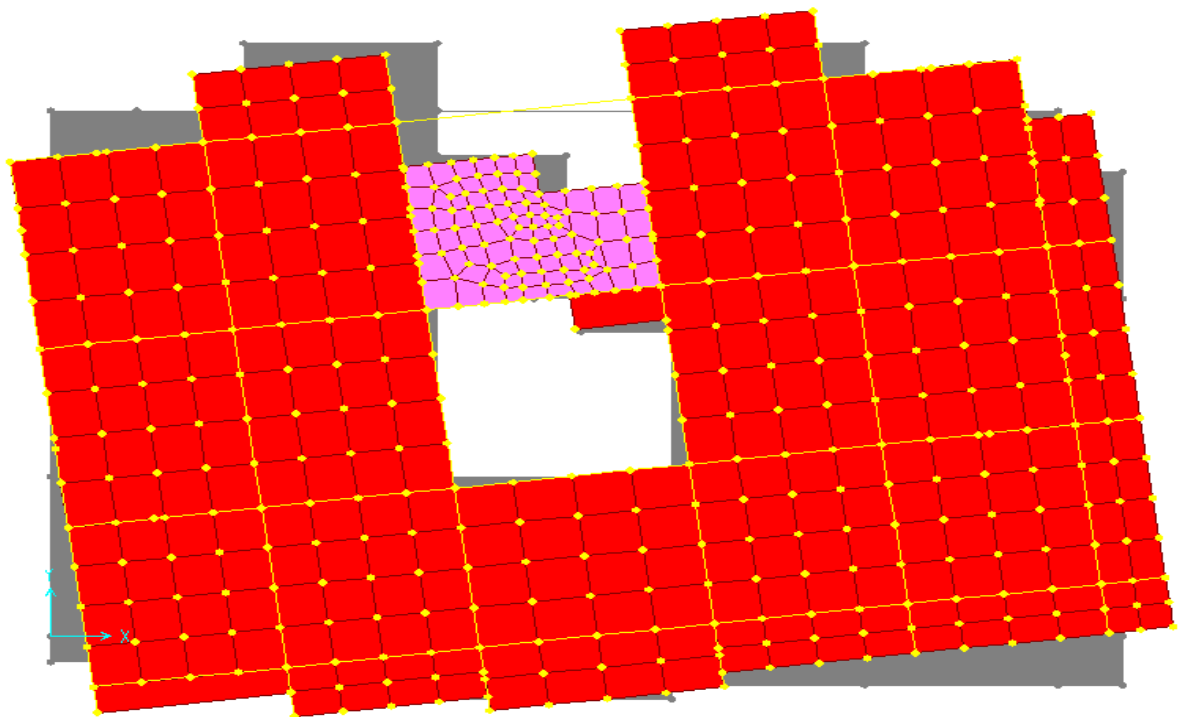


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

IV.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

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

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC				
E. Sol				
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Portique	Voiles
RDC								
E.Sol								
1								
2								
3								
4								
5								

6								
7								

D’où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

**IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base**

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5.** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	17680,88	959,464	Vérifiée
Suivant Y-Y	17838,40	959,464	Vérifiée

**Remarque :**

Dans le cas où l’effort tranchant à la base n’est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

**IV.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux**

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l’étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

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

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (**Art4.43**).

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ <sub>ek</sub> (cm)	δ <sub>k</sub> (cm)	δ <sub>k-1</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> (cm)	Δ <sub>k</sub> /h <sub>k</sub> (%)	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> /h <sub>k</sub> (%)
RDC	3,96										
E.Sol	3,06										
01	3,06										
02	3,06										
03	3,06										
04	3,06										
05	3,06										
06	3,06										
07	3,06										
08	3,06										

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

**IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)**

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

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P<sub>k</sub>: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V<sub>K</sub> = Σ<sub>i=K</sub><sup>n</sup> F<sub>i</sub>: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ<sub>K</sub>: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h<sub>K</sub>: Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si 0.1 ≤ θ<sub>K</sub> ≤ 0.2, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur 1/(1 - θ<sub>K</sub>).
- ✓ Si θ<sub>K</sub> > 0.2, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>K</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>K</sub>
RDC	3,96							
E.Sol	3,06							
01	3,06							
02	3,06							
03	3,06							
04	3,06							
05	3,06							
06	3,06							
07	3,06							

**Remarque :**

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

**IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit**

On entend par effort normal réduit, le rapport :  $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f<sub>cj</sub> : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m <sup>2</sup> )	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
V. Sanitaire, RDC et E.S	2750		G+Q+Ey		Vérifiée
Etages 1 et 2	2500		G+Q+Ex		Vérifiée
Etages 3 et 4	2250		G+Q+Ex		Vérifiée
Etages 5 et 6	2025		G+Q+Ey		Vérifiée
Etages 7 et 8	1800		G+Q+Ey		Vérifiée

**IV.6. 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 définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9.**Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	V.S	RDC	E. S	01	02	03	04	05	06	07	08
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	50*55			50*50		45*50		45*45		40*45	
<b>Voiles (cm)</b>	20			15							
<b>P.P (cm<sup>2</sup>)</b>					30*40						
<b>P.S (cm<sup>2</sup>)</b>					30*35						

Les mots **clés** :

**V.S** : Vide Sanitaire.

**E.S** : Entresol.

**RDC** : Rez-de-chaussée.



# *Chapitre V*

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ **Hypothèses.**

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V. 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 et BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

➤ **Armatures longitudinales**

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$ .
- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

$b_1$  et  $h_1$  : La section du poteau considéré

$h_e$  : Hauteur d'étage

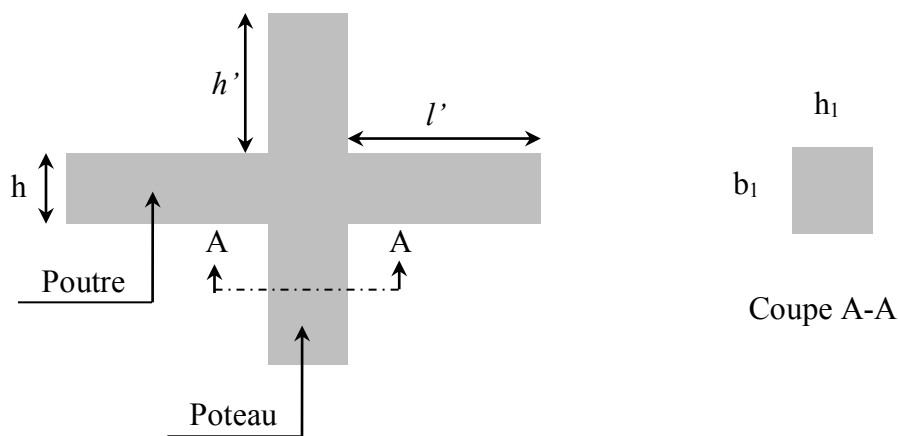


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
V.S,RDC et E.Sol	50×55	22	110	165
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	45×50	18	90	135
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	45×45	16,2	81	121,5
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	40×45	14,4	72	108

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- $V^{max}$  : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- $\rho$  : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement (**t**) tout en respectant les conditions suivantes :

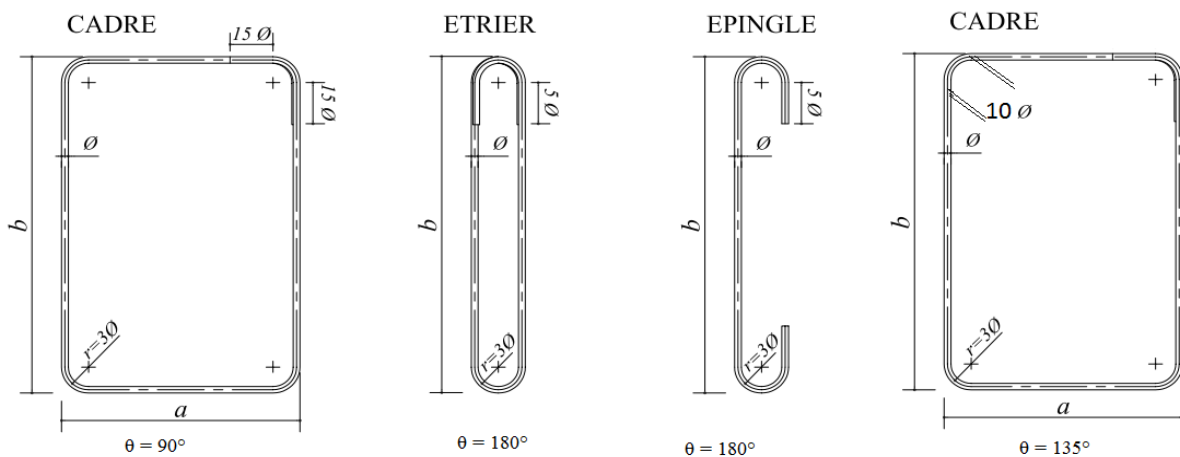
**En zone nodale :**  $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$ .....zone IIa

**En zone courante :**  $t \leq 15 \phi_t^{min}$  .....zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :



**Figure V.2.** Ancrage des armatures transversales

**V.2.2. Sollicitation de calcul**

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V15, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
V.S ;Rdc ;e.sol	2550.56	1.3	218.09	23.287	129.82	1817.286	51.879
Etages1 et 2	1851.497	21.51	87.73	1.794	102.5	1405.314	35.993
Etages3 et 4	1380.685	29.010	87.595	2.211	85.435	838.974	29.293
Etages 5 et 6	908.641	29.772	34.065	13.428	66.477	284.037	30.02
Etages7 et 8	444.136	18.864	19.194	2.43	58.712	79.568	32.296

V.2.3. Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable (e = 3 cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 modifiée. 99.

➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit :  $N_{min} = 218,09KN$  ;  $M_{corr} = 23,287 KN.m$  ..... (0,8G + Ey)

$b = 50\text{ cm}$  ;  $h = 55\text{ cm}$  ;  $d = 52\text{ cm}$  ;

Situation accidentelle:  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$ ,

$d = 55m$ ;  $d' = 0.05m$ .

$N = 218,09\text{ KN}$  (de compression)

$M = 23,287\text{ KN.m} \rightarrow eG = M/N = 0,10m$

$eG < h/2 = 0,2 = 0.275m \rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 23,09 + 218,09 \times (0,52 - 0,55/2) = 76,52KN.m.$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.50 \times 14.2 = 0.63 > [218,09 \times (0.52 - 0.03) - 76,287] \times 10^{-3} = 0.0305$$

La condition n'est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{76,52 \times 10}{18,48 \times 0,5 \times 0,52^2} = 0,030$$

$$\mu_{bu} < 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,038 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,51 m \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 3,75 cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -1,7 cm^2/ml \rightarrow A_s = 0cm^2$$



Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

**Tableau V.3.** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
V.S.RDC ;E. Sol	50×55	S.P.C	0	22	22,24	8HA16+4HA14
Etages 1 et 2	50×50	S.P.C	4	20	20,36	4HA16+8HA14
Etages 3 et 4	45×50	S.P.C	3,8	18	18,47	12HA14
Etages 5 et 6	45×45	S.P.C	3,6	16,2	18,47	12HA14
Etages 7 et 8	40×45	S.P.C	3,4	14,4	15,21	4HA14+8HA12

**Tableaux V.4.** Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
Ø <sub>l</sub> <sup>min</sup> (cm)	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2
l <sub>f</sub> (cm)	249,2	186,2	186,2	186,2	186,2
λ <sub>g</sub>	4,531	3,724	3,724	4,138	4,138
+V (KN)	51.879	35.993	29.293	30.02	32.296
t <sub>zone nodal</sub> (cm)	10	10	10	10	10
t <sub>zone courante</sub> (cm)	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	2.19	1.01	0.92	0.94	1.14
A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	3,44	4,64	4,64	3,48	3,48
A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	6HA10+ 2HA8 =5,72	6HA10 =4,71		2HA10+ 4HA8 =3,58	

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

V.2.4. Vérifications nécessaires

➤ Vérification au flambement

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 suivante :

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

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	(Br $\geq$ Br <sup>calc</sup> )		Observation
					Br	Br <sup>calc</sup>	
V.S ;RDC ;ES	2048,92	0,1588	15,693	0,817	0,2544	0,11401	Vérifiée
Etg 1 et 2	1470,52	0,1443	12,904	0,828	0,2304	0,0807	Vérifiée
Etg 3 et 4	1047,33	0,1299	14,334	0,822	0,2064	0,0579	Vérifiée
Etg 5 et 6	669,63	0,1299	14,334	0,822	0,1849	0,037	Vérifiée
Etg 7 et 8	334,15	0,1299	14,334	0,822	0,1634	0,0185	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ Vérification des contraintes

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.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$  : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

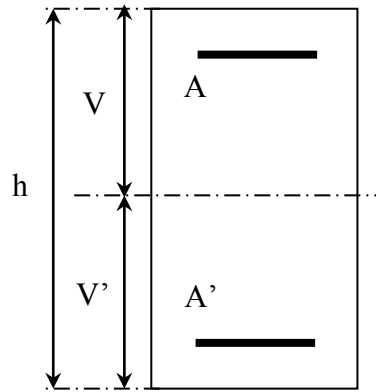


Figure V.3. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	V. S ;RDC,ES	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8
Sections	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
<i>d</i> (cm)	52	47	47	42	42
<i>A</i> (cm <sup>2</sup> )	22,24	20,36	18,47	18,47	15,21
<i>V</i> (cm)	32,284	29,32	26 ,32	26,689	26,444
<i>V'</i> (cm)	22,716	20,680	18,647	18,311	18,556
<i>I<sub>yy</sub></i> (m <sup>4</sup> )	0,0102	0,0076	0,0068	0,0051	0,0044
<i>N<sub>ser</sub></i> (MN)	1,8166	1,3201	0,9851	0,6488	0,3175
<i>M<sub>ser</sub></i> (MN.m)	0,05187	0,02286	0,02620	0,02739	0,03214
<i>M<sub>serG</sub></i> (MN.m)	0,1388	0,0799	0,0642	0,0546	0,0392
<i>σ<sub>bc1</sub></i> (MPa)	7,05	5,59	4,69	3,49	1,21
<i>σ<sub>bc2</sub></i> (MPa)	9,7	7,45	6,55	5,16	2,63
<i>σ<sub>bc</sub></i> (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$



Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>r</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Obs.
E. Sol	50×55	249,2	4,53	0,040	52	77,855	0,346	1,00	Vérifiée
Etages 1 et 2	50×50	186,2	3,72	0,040	47	35,99	0,160	1,00	Vérifiée
Etages 3 et 4	45×50	186,2	3,72	0,040	47	29,29	0,161	1,00	Vérifiée
Etages 5 et 6	45×45	186,2	4,14	0,040	42	30,02	0,165	1,00	Vérifiée
Etages 7 et 8	40×45	186,2	4,14	0,040	42	32,296	0,224	1,00	Vérifiée

➤ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	VS ;RDC ;ES	Etages 1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
Sections	50×55	50×50	45×50	45×45	40×45
L' (cm)	P.P	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70
h' (cm)	66	60	60	60	60

➤ Dispositions constructives

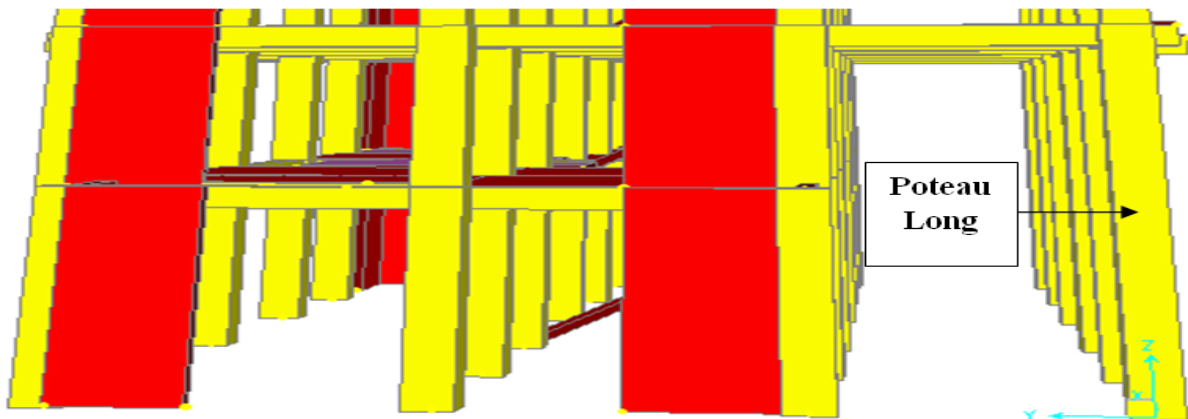
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$ .
- Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \phi$  :

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50\text{cm}$ .

V.2.5. Etude des poteaux long



V.2.5.1. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V15, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC	1490,30	48,77	122,681	25,337	52,833	1117,73	2,471

V.2.5.2. Calcul du ferrailage

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux long de RDC :

Tableau V.10. Ferrailage longitudinal de poteau

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC	50×55	S.P.C	4,2	22	22,24	8HA16+4HA14

Tableaux V.11. Ferrailage transversales de poteau

Niveaux	RDC
Sections	50×55
$\phi_t^{min}$ (cm)	1,4
$l_f$ (cm)	463,4
$\lambda_g$	8,43
V (KN)	2,471
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15
$\rho$	2,5
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	0,05
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,72
$A_t^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10 + 2HA8 = 5,72

Tableau V.12. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	$Br^{calc}$	
V.S RDC E.S	2450,529	0,1732	29,181	0,746	0,2544	0,1248	Vérifiée

Tableau V.13. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	V.S RDC E. Sol
Sections	50×55
d (cm)	52
A (cm <sup>2</sup> )	22,24
V (cm)	32,284
V' (cm)	22,716
$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	0,0102
$N_{ser}$ (MN)	1,2935
$M_{ser}$ (MN.m)	0,00734
$M_{serG}$ (MN.m)	0,0692
$\sigma_{bc1}$ (MPa)	4,92
$\sigma_{bc2}$ (MPa)	6,24
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15
Observation	Vérifiée

Tableau V.14. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections <sup>2</sup> (cm)	$l_r$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
V.S RDC E.S	50×55	463,4	8,43	0,075	52	2,741	0,011	1,875	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

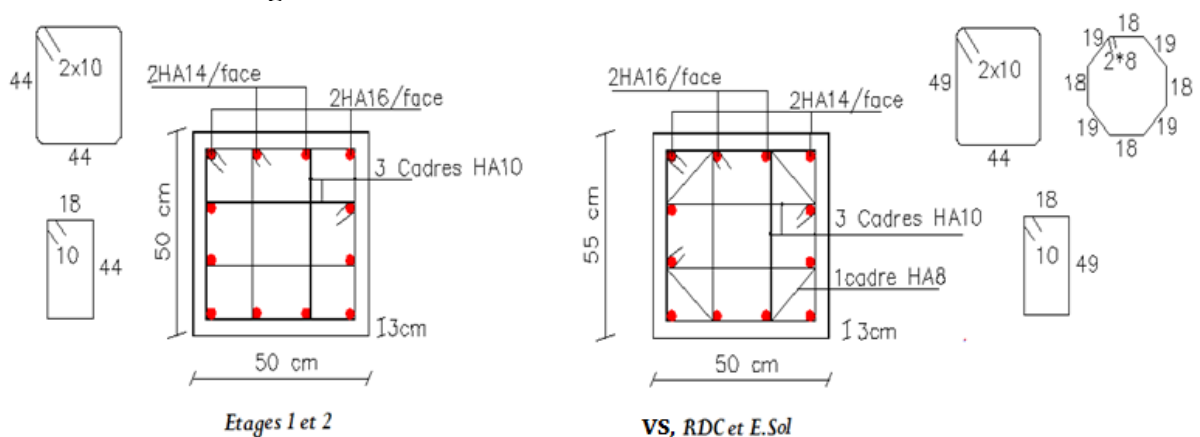


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du V.S, RDC, E. Sol et des étages 1 et 2

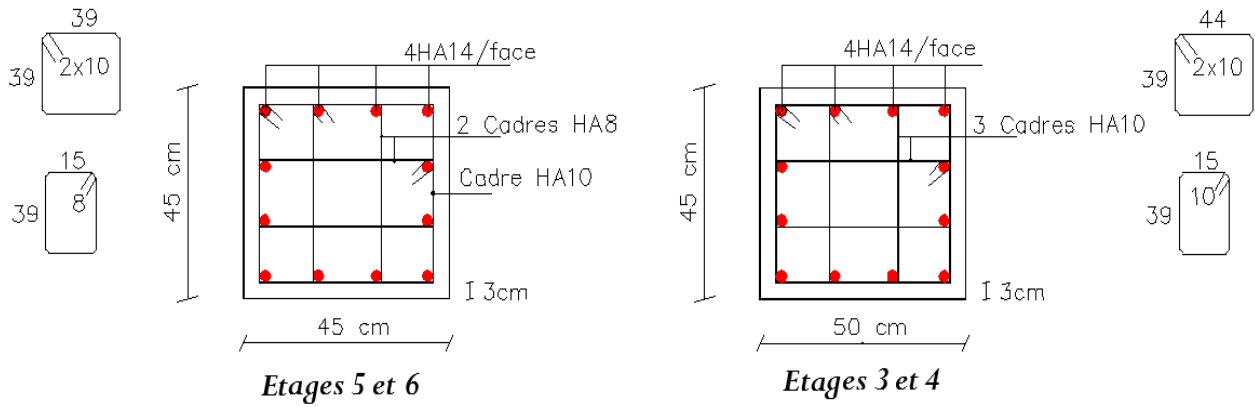


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 3 à 6

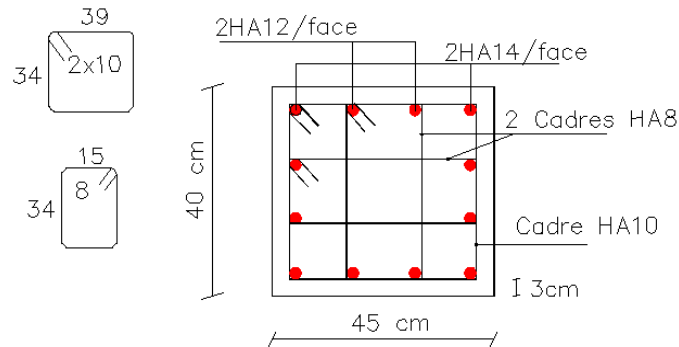


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 7 et 8

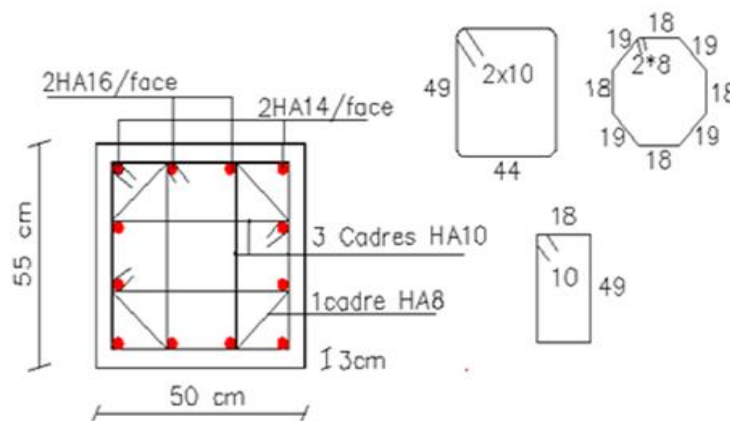


Figure V.7. Schéma de ferrailage de poteau long RDC

**V.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

**V.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 :  $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale}$$

**Remarque**

La valeur du diamètre  $\Phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées, c’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement.

**V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres**

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V15.

**a).Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×30) la plus sollicitée (PP.RDC)avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 66,297 \text{ KN.m} \dots\dots(ELU) \\ M_a = 77,538 \text{ KN.m} \dots\dots(G+Q+E_x) \end{cases}$$

**Armatures en travée :**

$$\frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{66,297 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0,3 \times 0,37^2} = 0,113$$

$$\mu_{bu} < 0,393 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,150 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,34 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 5,60 \text{ cm}^2$$

**Armatures en appui :**

$$\frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{78,538 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0,3 \times 0,37^2} = 0,103$$

$$\mu_{bu} < 0,393 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,136 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,349 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 8,64 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.15.** Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (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 barres
V.S, RDC et Entre (commer)	Poutre principale	30×40	Appuis	-78,538	138,5	5,6	6	6,03	3T16
			Travée	66,297		5,62		6,03	3T16
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-69,133	106,1	5,8	5,25	6,03	3T16
			Travée	62,989		6,01		6,03	3T16
1 à 6 <sup>ème</sup> étage (habitat)	Poutre principale	30×40	Appuis	-90,180	130,6	6,5	6	6,88	3T14+2T12
			Travée	83,715		7,1		8,01	3T14+3+12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-71,512	118,2	6,0	5,25	6,88	3T14+2T12
			Travée	81,189		6,9		8,01	3T14+3T12
7 et 8 <sup>ème</sup> étage (Terrasse)	Poutre principale	30×40	Appuis	-53,617	92,34	3,8	6	6,88	3T14+2T12
			Travée	26,566		2,1		6,88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-32,624	61,58	2,6	5,25	5,75	3T14+1T12
			Travée	61,584		6,0		6,88	3T14+2T12

**Armatures transversales**

❖ **Calcul de  $\phi_t$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec:  $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1 cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements  $St$**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

**En zone nodale:**  $St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$

**En zone courantes:**  $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a  $A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  ..... Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone de recouvrement** :  $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

**En zone courante** :  $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU**

**Condition de non fragilité**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

**Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>bu</sub> (Mpa)	τ̄ <sub>bu</sub> (Mpa)	Observation
Principale	138,579	1,25	3,33	Vérifiée
Secondaires	118,232	1,23	3,33	Vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires:  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau V.17.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	138,579	90,180	9,24	5,19	- 4,95	Vérifiée
Secondaires	118,232	71,512	8,01	4,43	- 4,87	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

**Etat limite de compression du béton**

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

**Tableau V.18.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M <sup>ser</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Observation
						σ(MPa)	σ̄(MPa)	
Principales	Travée	20,873	6,03	7,32	38953,73	3,92	15	Vérifiée
	Appui	-32,883	6,03	7,32	38953,73	6,18	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	27,87	6,88	7,16	67347,65	2,96	15	Vérifiée
	Appui	-28,634	8,01	7,64	75757,60	2,88	15	Vérifiée



➤ Vérification de l'état limite de déformation

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

1)  $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2)  $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3)  $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales :  $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 28,44\text{cm} \\ A = 9,24\text{cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires :  $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 26,63 \text{ cm} \\ A = 8,01\text{cm}^2 < A_f = 10,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

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

V.3.3. Schémas de ferrailage

➤ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

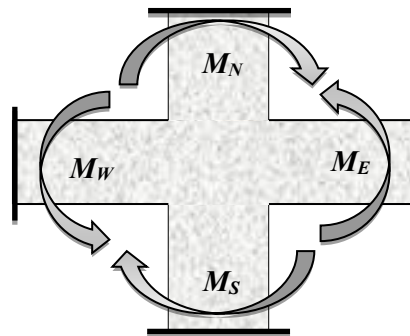


Figure VI.8. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

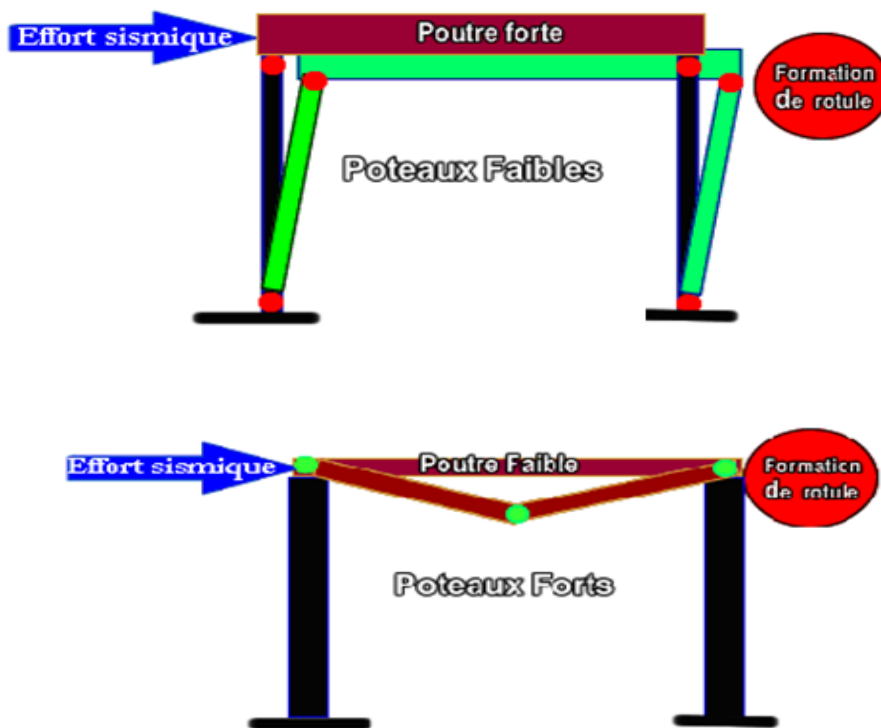


Figure VI.9. Formation de rotules plastique

➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.19. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
V. Sanitaire	0,6	0,54	15,14	348	284,511
RDC	0,6	0,54	15,14	348	284,511
E. Sol	0,6	0,54	15,14	348	284,511
Etages 1	0,55	0,495	13,25	348	228,245
Etages 2	0,55	0,495	13,25	348	228,245
Etages 3	0,5	0,45	10,68	348	167,249
Etages 4	0,5	0,45	10,68	348	167,249
Etages 5	0,45	0,405	9,05	348	127,551
Etages 6	0,45	0,405	9,05	348	127,551
Etages 7	0,4	0,36	6,78	348	95,557
Niveau 8	0,4	0,36	6,78	348	95,557

Tableau V.20. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
V. Sanitaire	0,45	0,405	9,24	348	130,229
RDC	0,45	0,405	9,24	348	130,229
E. Sol	0,45	0,405	9,24	348	130,229
Etages 1	0,45	0,405	9,24	348	130,229
Etages 2	0,45	0,405	9,24	348	130,229
Etages 3	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 4	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 5	0,45	0,405	5,75	348	81,041
Etages 6	0,45	0,405	5,75	348	81,041
Etages 7	0,45	0,405	4,52	348	63,705
Niveau 8	0,45	0,405	4,52	348	63,705

Tableau V.21. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
V. Sanitaire	0,4	0,36	8,01	348	100,349
RDC	0,4	0,36	8,01	348	100,349
E. Sol	0,4	0,36	8,01	348	100,349
Etages 1	0,4	0,36	8,01	348	100,349
Etages 2	0,4	0,36	8,01	348	100,349
Etages 3	0,4	0,36	6,79	348	85,065
Etages 4	0,4	0,36	6,79	348	85,065
Etages 5	0,4	0,36	5,75	348	72,036
Etages 6	0,4	0,36	5,75	348	72,036
Etages 7	0,4	0,36	4,52	348	56,627
Niveau 8	0,4	0,36	4,52	348	56,627

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.22. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
V.S	284,511	284,511	569,022	94,837	94,837	237,0925	Vérifiée
R.D.C	284,511	284,511	569,022	94,837	94,837	237,0925	Vérifiée
E. Sol	228,245	284,511	512,756	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage1	228,245	228,245	456,49	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage2	167,249	228,245	395,494	100,349	100,349	250,8725	Vérifiée
Etage3	167,249	167,249	334,498	85,065	85,065	212,6625	Vérifiée
Etage4	127,551	167,249	294,8	85,065	85,065	212,6625	Vérifiée
Etage5	127,551	127,551	255,102	85,065	85,065	212,6625	Vérifiée
Etage6	84,94	127,551	212,491	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage7	95,557	95,557	191,114	72,036	72,036	180,09	Vérifiée

Tableau V.23. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
V.S	191,553	191,553	383,106	92,3	92,3	230,75	Vérifiée
R.D.C	191,553	191,553	383,106	92,3	92,3	230,75	Vérifiée
ES	159,419	191,553	350,972	116,745	116,745	291,8625	Vérifiée
Etage1	159,419	159,419	318,838	116,745	116,745	291,8625	Vérifiée
Etage2	144,698	159,419	304,117	116,745	116,745	291,8625	Vérifiée
Etage3	144,698	144,698	289,396	116,745	116,745	291,8625	Vérifiée
Etage4	130,229	144,698	274,927	87,806	87,806	219,515	Vérifiée
Etage5	130,229	130,229	260,458	74,432	74,432	186,08	Vérifiée
Etage6	107,114	130,229	237,343	63,032	63,032	157,58	Vérifiée
Etage7	107,114	107,114	214,228	46,15	46,15	115,375	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher RDC, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 6.

Schéma de ferrailage

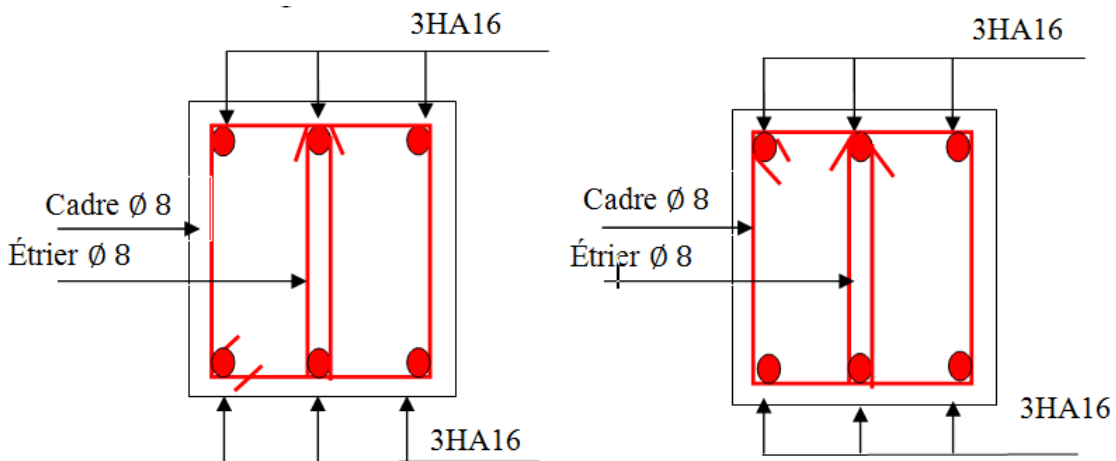


Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC

## V.4. Étude des voiles

### V.4.1. Introduction

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).  $1.35G + 1.5Q$
- 2).  $G + Q \pm E$
- 3).  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

### V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

#### ➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

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 Horizontal**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ **Armatures Transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts.
  - 2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :
 
$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Tableau V.24.** Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V<sub>X3</sub>)

Niveau	Voile	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, RDC	V1	1225,7999	461,067	461,067	1225,79	-164,62	-446,525	200,123
Entresol et 1 <sup>ème</sup> étage	V2	975,093	11,422	-162,268	604,434	156,446	-17,813	132,747
2,3 et 4 <sup>ème</sup> étage	V3	768,572	-31,017	105,656	463,664	177,864	177,864	104,485
5,6 et 7 <sup>ème</sup> étage	V4	541,678	-38,155	-67,305	279,494	78,979	-55,543	73,895

Tableau V.25. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V<sub>y1</sub>)

Niveau	Voile	N <sup>max</sup> → M <sup>cor</sup>		M <sup>max</sup> → N <sup>cor</sup>		N <sup>min</sup> → M <sup>cor</sup>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V1	1266,926	-696,619	390,470	187,003	-111,21	381,044	159,166
RDC ,1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	V2	1011,158	-30,770	266,759	513,100	53,361	56,490	192,879
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	V3	796,678	31,176	135,714	520,500	172,397	20,435	117,220
6,7 et 8 <sup>ème</sup> étage	V4	554,636	34,470	83,293	303,145	104,468	72,5642	95,126

Tableau V.26. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V<sub>y2</sub>)

Niveau	Voile	N <sup>max</sup> → M <sup>cor</sup>		M <sup>max</sup> → N <sup>cor</sup>		N <sup>min</sup> → M <sup>cor</sup>		V <sub>d</sub> (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, En0tre sol 1et2	V1	927,474	-346,193	390,470	187,003	-111,21	381,044	159,166
RDC ,1 <sup>er</sup> et 2 ème étage	V2	752,220	-6,410	138,823	446,324	19,567	16,352	89,796
3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	V3	541,290	-26,298	-104,749	451,509	81,013	-3,424	97,293
6,7 et 8 <sup>ème</sup> étage	V4	374,839	-27,088	-75,241	360,209	32,397	44,327	82,644

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V15, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Calcul du ferrailage sous N<sub>max</sub>et M<sub>cor</sub>

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 1,20 \text{ m}, d = 1,15 \text{ m}, e = 0.20\text{m}.$

$N_{max} = 209,22\text{KN}, M_{cor} = 677,7 \text{ KN. m}.$

$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 3,23 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,6 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pressions est à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 677,7 + (209,22) \times \left(1,15 - \frac{1,2}{2}\right) = 792,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{562,62 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,15^2 \times 18,48} = 0,162$$

$$\mu_{bu} = 0,162 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,22$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,8(1 - 0,4 \times 0,22) = 1,04 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{zf_{st}} = \frac{562,62 \times 10^{-3}}{1,07 \times 400} = 19,05 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2,407 \times 10^{-4} - \frac{209,22 \times 10^{-3}}{400} = 13,82 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 13,83 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 1,2 = 3,6 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

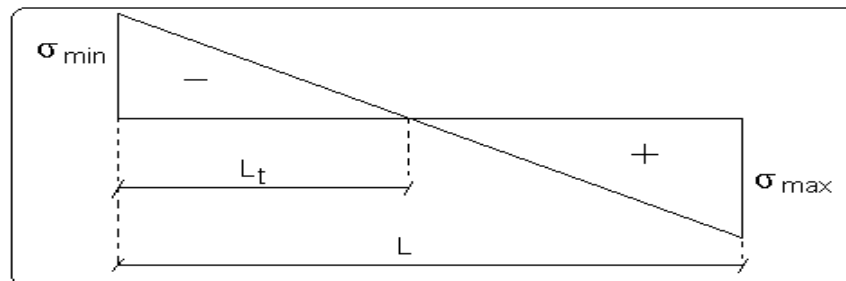


Figure V.11. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{209,22 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,2} + \frac{677,7 \times 10^{-3}}{0,15842} 1,425 = 5,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{209,22 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,2} - \frac{677,7 \times 10^{-3}}{0,15842} 1,425 = -3,40 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{5,14 \times 1,2}{5,14 + 3,4} = 0,72 \text{ m}$$



tendu  
 $A_{min} = 0.2\% \cdot 0,2 \times 1 = 2,88 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec -  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur une longueur de L/10 du voile

-  $S_t = 18 \text{ cm}$  en dehors de L/10 du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 256,20\text{KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 402,111 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,8} = 1,55 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1,55 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,93\text{cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

**Tableau V.27.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> Etage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
<b>Section</b>	120×20	120×15	120×15	120×15	120×15
<b>N(KN)</b>	209,22	53,361	796,67	554,36	305,72
<b>M(KN.m)</b>	677,7	56,460	31,17	34.470	2,139
<b>V(KN)</b>	256,20	192,879	171,22	95.126	57,44
<b>τ (MPa)</b>	1,55	1,33	0,81	0,64	0,4
<b>τ̄ (MPa)</b>	5	5	5	5	5
<b>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	13,82	0,3	0	0	0
<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,5	3,38	3,38	3,38	3,38
<b>L<sub>t</sub></b>	0,72	0,57	0,63	0,56	0,73
<b>A<sub>min</sub><sup>tend</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,88	1,72	1,90	1,69	2,19
<b>A<sub>z,tendu</sub></b>	15,14	6,28	6,28	6,28	6,28
<b>N<sup>bar</sup>/face</b>	<b>6HA16+2HA14</b>	<b>8HA10</b>	<b>8HA10</b>	<b>8HA10</b>	<b>8HA10</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20
<b>A<sub>min</sub><sup>comp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,23	0,53	0,35	0,56	0,06

$A_{z.compr}$	1,01	1,51	1,51	1,51	1,51
$N^{barre}/face$	2HA8	3HA8	3HA8	3HA8	3HA8
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,93	1,25	0,76	0,62	0,37
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	<b>2HA12</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,01	1,01	1,01	1,01
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.28.Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> Etage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	150×20	150×15	150×15	150×15	150×15
N(KN)	656,1139	254,684	-131,97	105,754	50,388
M(KN.m)	-223,08	609,627	419,53	170,103	39,004
V(KN)	282,591	219,495	149,748	117,252	75,414
$\tau$ (MPa)	1,57	1,63	1,11	0,87	0,56
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0,44
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,2	3,15	3,15	3,15	3,15
$L_t$	0,25	0,31	0,18	0,44	0,57
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,58	0,93	0,54	1,31	1,72
$A_{z.tendu}$	4,52	3,14	3,14	3,14	3,14
$N^{barre}/face$	<b>4HA12</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>
$S_t$ (cm)	30	30	30	30	30
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,11	0,78	1,04	0,53	0,25
$A_{z.compr}$	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51
$N^{barre}/face$	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,96	1,52	1,04	0,81	0,52
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}$	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,57	1,01	1,01
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.29. Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux

Niveau	V. S et RDC	E. sol et 1 <sup>er</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> Etage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> Etage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> Etage
Section	120×20	120×15	120×15	120×15	120×15
N(KN)	187,00	19,56	81,013	32,39	-24,90
M(KN.m)	390,47	16,35	-3,424	44,32	11,72
V(KN)	159,16	89,79	97,293	82,64	59,87
$\tau$ (MPa)	1,03	0,78	0,84	0,71	0,52
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	6,65	0,10	0	0,55	0,58
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,6	2,7	2,7	2,7	2,7
$L_t$	0,54	0,24	0,47	0,51	0,35
$A_{min}^{tend}$ (cm <sup>2</sup> )	2,17	0,73	0,32	1,54	1,04
$A_{z.tendu}$	8,04	5,52	3,14	3,14	3,14
$N^{barre}/face$	<b>4HA16</b>	<b>4HA12</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>	<b>4HA10</b>
$S_t$ (cm)	24	24	24	24	24
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,23	0,43	0,38	0,26	0,76
$A_{z.compr}$	2,36	1,51	1,51	1,51	1,51
$N^{barre}/face$	<b>3HA10</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>	<b>3HA8</b>
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,29	0,73	0,79	0,67	0,49
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}$	<b>2HA12</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA10</b>	<b>2HA8</b>	<b>2HA8</b>
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,57	1,01	1,01
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

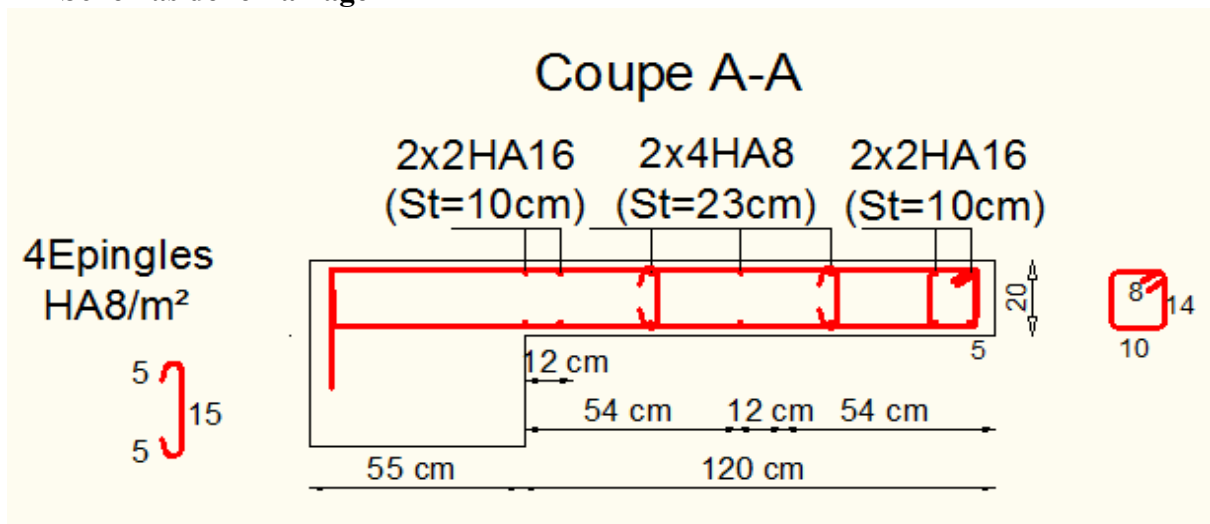


Figure V.12. Schéma de ferrailage du Voile  $V_{y2}$  (niveau R.D.C)

# *Chapitre VI*

**Chapitre VI : l'infrastructure****VI.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 organes (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)

**VI.2. Combinaisons de calcul**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

**VI.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 géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,4 m.

**VI.4. Choix du type de fondation****VI.4.1. Vérification de la semelle isolée**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V15.  $N = 1992,12 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,55}{0,50} \times \frac{1992,12}{160}} \Rightarrow B \geq 3,70 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### VI.4.2. Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

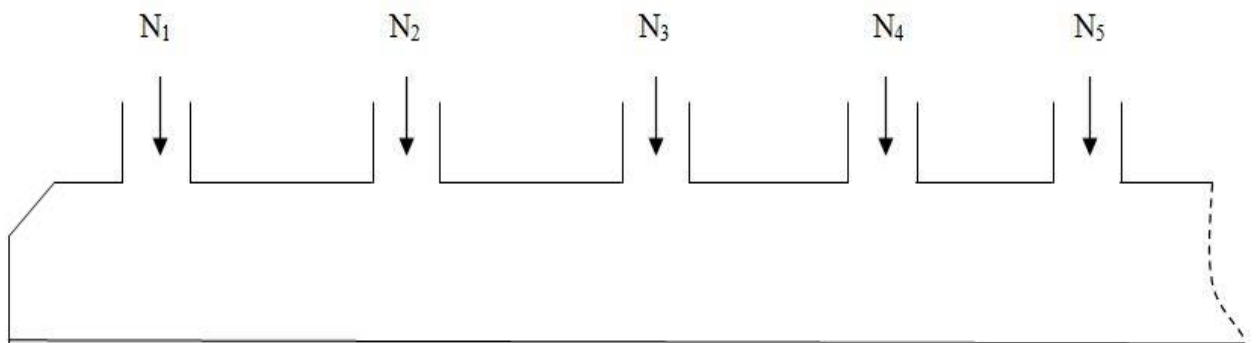


Figure VI.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1045,61 \text{ KN} ; N_5 = 1501,80 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1494,58 \text{ KN} ; N_6 = 1221,19 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1992,12 \text{ KN} ;$$

$$N_4 = 1858,36 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 7633,66 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7633,66}{160 \times 16} = 2,98 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**VI.4.3. Radier général**

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

**VI.4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 4m$ )

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

**$L_e$**  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

**$K$**  : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$  (sol moyen);

**$E$**  : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$  ;

**$b$**  : largeur de la semelle ;

**$I$**  =  $\frac{b \cdot h_t^3}{12}$ , inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 39,61 \text{ cm}$$

Donc,  $h_t \geq 53,93 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4,83 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,00 \leq \frac{\pi}{2} 2,58 = 7,59 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{24087,81}{160} = 150,54 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 203 \text{ m}^2$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure  $h_t = 75\text{cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 30\text{cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5\text{cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 203 \text{ m}^2$

**VI.4.3.2. Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 2276,30 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 8,75 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 5180,72 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 5,8\text{m}$$

**Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 39\,0237 \text{ MN} ; M_x = 6,5751 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 2276,30 \text{ m}^4$$



$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39,0237}{203} + \frac{6,5751}{2276,30} \times 5,8 = 0,208 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39,0237}{203} - \frac{6,5751}{2276,30} \times 5,8 = 0,175 \end{cases}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,208 + 0,175}{4} = 0,199 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$N = 39,0237 \text{ MN} ; M_y = 0,5368 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 5180,72 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39,0237}{203} + \frac{2,3458}{5180,72} \times 8,75 = 0,196 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39,0237}{203} - \frac{2,3458}{5180,72} \times 8,75 = 0,188 \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,196 + 0,188}{4} = 0,194 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

**Remarque**

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord (Figure VI.5). La nouvelle surface du radier est :

$S = 203 + 66,2 = 269,2 \text{ m}^2 ; I_x = 4087,61 \text{ m}^4 ; X_G = 9,75 \text{ m} ; I_y = 8403,52 \text{ m}^4 ; Y_G = 6,8 \text{ m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier**

❖ **Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39,0237}{269,2} + \frac{6,5751}{4087,61} \times 6,8 = 0,155 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{39,0237}{269,2} - \frac{6,5751}{4087,61} \times 6,8 = 0,134 \end{cases}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,155 + 0,134}{4} = 0,149 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{39,0237}{269,2} + \frac{2,3458}{8403,52} \times 9,75 = 0,147 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{52,3732}{269,2} - \frac{2,3458}{8403,52} \times 9,75 = 0,144 \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,147 + 0,144}{4} = 0,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 55027,675 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{55027,675 \times 4,00}{2 \times 269,2} = 408,82 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{408,82 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,16 \text{ m}, \text{ Soit } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×50) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,75 = 1,3 \\ B = b + h_t = 0,50 + 0,75 = 1,25 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow N_d &= 1,992 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,1 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} \\ &= 2,868 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 269,2 \text{ m}^2$  (surface du radier).
- $H = 3 \text{ m}$ , (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 55027,675 \text{ KN} > 1,15 \times 3 \times 269,2 \times 10 = 9287,4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

**VI.5. Ferrailage du radier général**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2515,55 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1308,75 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 55027,675 + 2515,55 + 1308,75 = 58851,97 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{58851,97}{269,2} = 218,61 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4 - 0,55 = 3,45 \text{ m} ; L_y = 4 - 0,55 = 3,45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0368 \times 219,61 \times 3,45^2 \\ M_{0y} = 1 \times 96,19 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 96,19 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 96,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 81,76 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 81,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -48,09 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m<sup>2</sup>

**Tableau VI.1.** Section d'armature du radier

Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres	St(cm)	
travée	X-X	81,76	9,54	2,40	10,78	7HA14	15
	Y-Y	81,76	9,54	2,40	10,78	7HA14	15
Appui	- 48,09	5,98	2,71	6,79	6HA12	18	

❖ **Condition de non fragilité**

On a e =30 cm > 12 cm et ρ=1 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 1}{2}\right) \times 0,3 = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 39023,777 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{39023,777}{269,2} = 144,96 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 76,09 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 76,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$M_{tx} = 64,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 64,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -38,04 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s$ 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.	
Travée	x-x	64,67	7,78	72362,92	7,27 < 15	Vérifiée	262,55 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	64,67	7,78	72362,92	7,27 < 15	Vérifiée	262,55 > 201,63	N. Vérifiée
appui	-38,04	6,39	49886,60	5,09 < 15	Vérifiée	240,66 > 201,63	N. Vérifiée	

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armatureur du radier à l'ELS

Localisation	$M_s$ KN.m	$\beta$ (10 <sup>-2</sup> )	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> / ml)	N <sup>bre</sup> de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	67,66	0,48	0,340	14,28	16,08	8HA16 12
	y-y	67,66	0,48	0,340	14,28	16,08	8HA16 12
appui	-39,80	0,28	0,27	8,18	9,05	8HA12 12	

❖ Vérification des espacements

$$\text{Selon x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

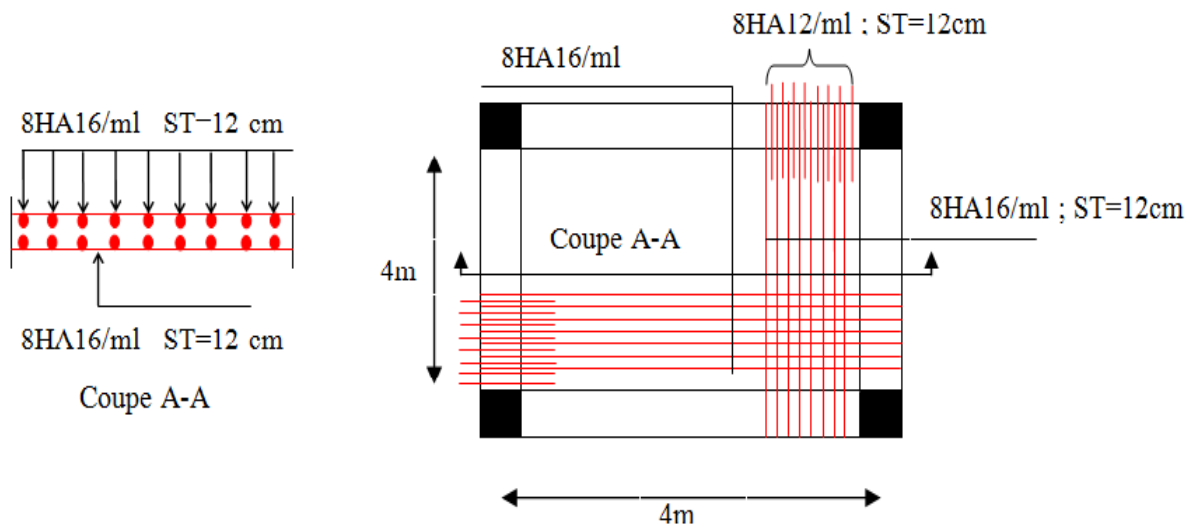


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

➤ Ferrailage du débord

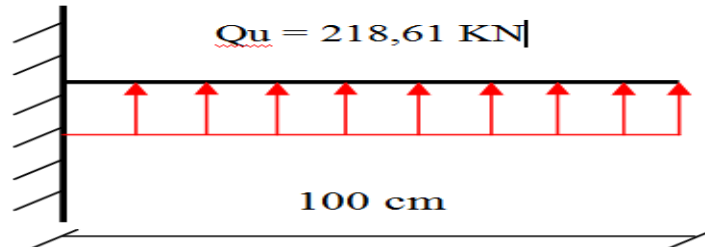


Figure VI.3. Schéma statique du débord

❖ Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 109,30 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Section d'armateur du débord

M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	N <sup>bre</sup> de barres / ml	St (cm)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>r adop</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
- 109,30	13,47	3,02	12,32	8HA14	13	1,5	4HA12=4,52

### ➤ Vérifications à l'ELS

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{144,46 \times 1^2}{2} = -72,23 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI.5.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	$M_s$ 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.
Travée	-72,23	7,94	70470,4	7,76 < 15	Vérifiée	249,98 > 201,63	N. Vérifiée

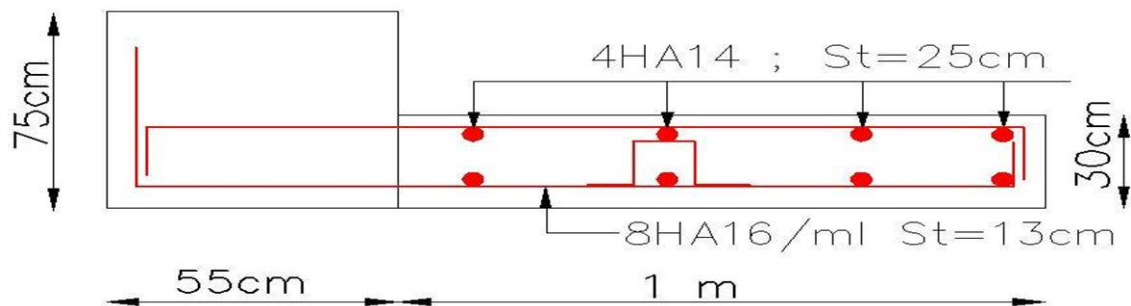
On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.6.** Section d'armature du débord à l'ELS

Localisation	$M_s$ KN.m	$\beta$ 10 <sup>-2</sup>	$\alpha$	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{adop}$ cm <sup>2</sup> /ml	Nbre de barres	$S_t$ cm	$A_r$ cm <sup>2</sup> /ml	$A_{r\ adop}$ cm <sup>2</sup> /ml
Travée	-72,23	0,56	0,356	16,04	16,08	8HA16	13	5,36	4HA14

### ➤ Schéma de ferrailage

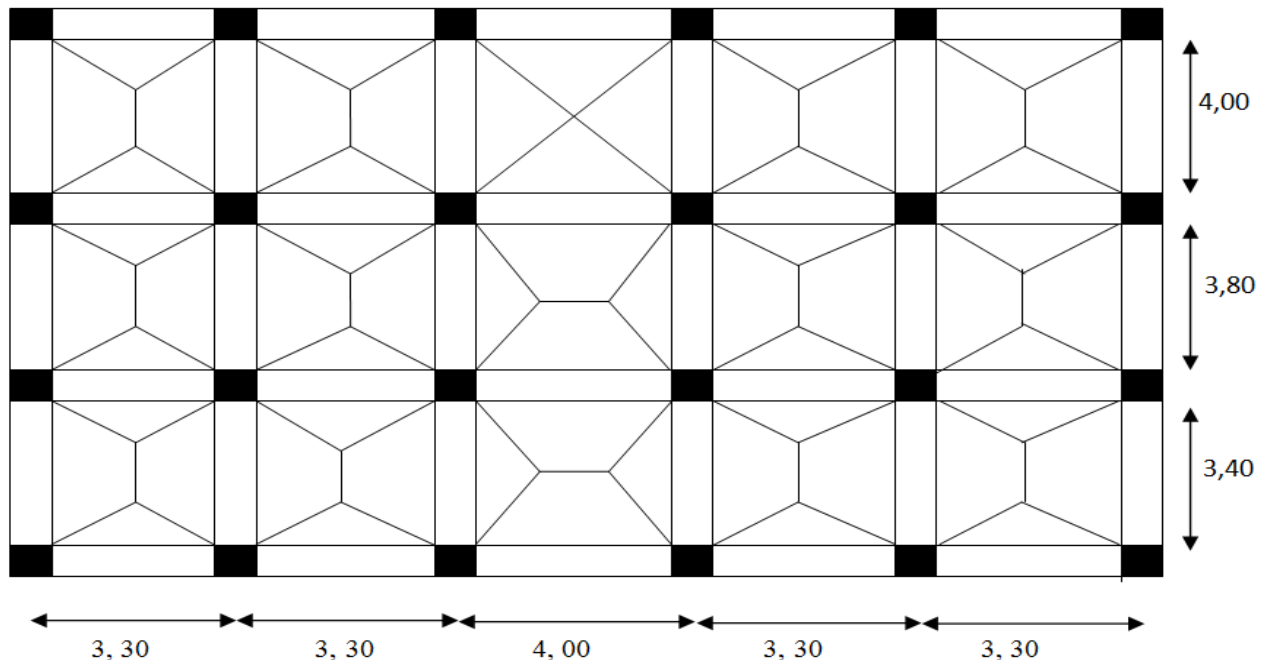


**Figure VI.4.** Schéma de ferrailage du débord

**VI.6. Etude des nervures**

➤ **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :



**Figure VI.5.** Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$  : dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$  : Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$

$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

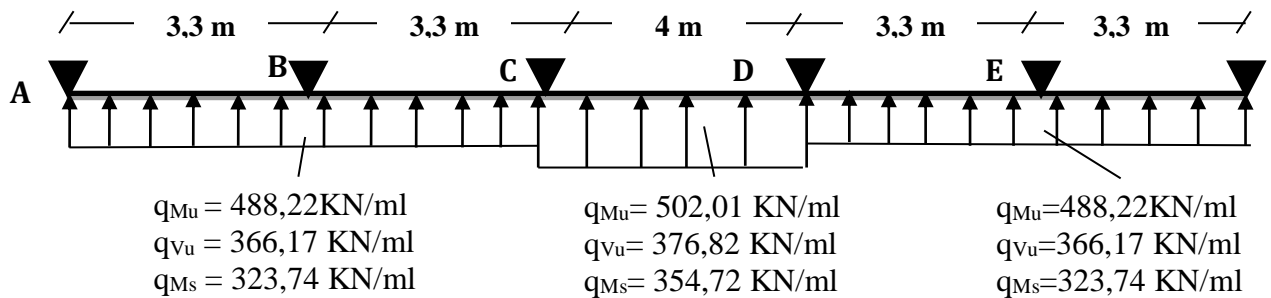
P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

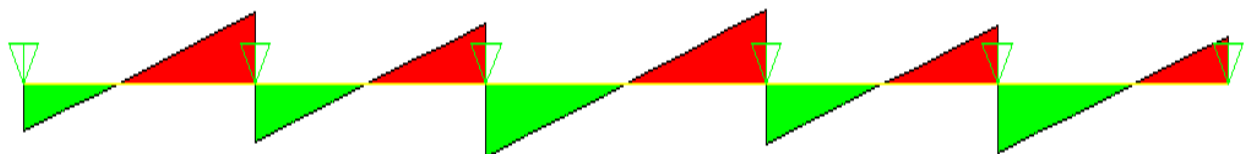
**Sens X-X**



**Figure VI.6.** Schéma statique de la nervure selon X-X



**Figure VI.7.** Diagramme des moments fléchissant selon X-X



**Figure VI.8.** Diagramme des efforts tranchants selon X-X



Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens X-X

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	269,885	-583,829
$M_S$ (KN.m)	93,568	-258,558
$V$ (KN)	650.014	

✓ Sens Y-Y

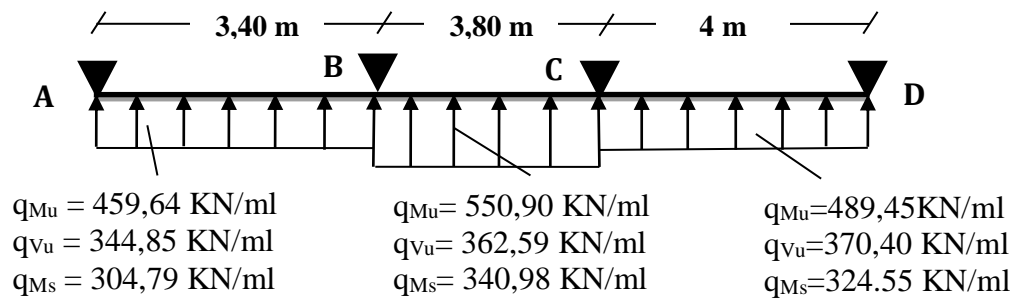


Figure VI.9. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

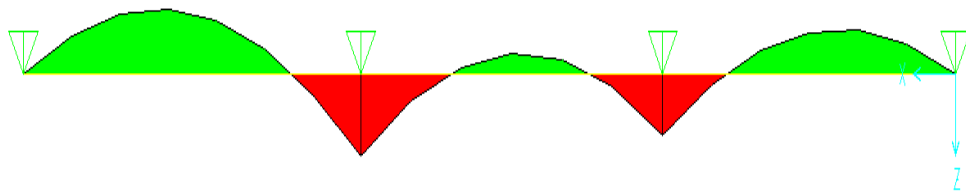


Figure VI.10. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y

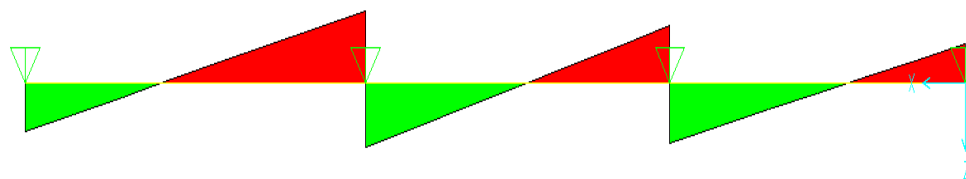


Figure VI.11. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y

Tableau VI.8. Sollicitations sur la nervure dans le sens Y-Y

Localisation	travée	Appui
$M_U$ (KN.m)	467,43	-557,91
$M_S$ (KN.m)	313,29	-375,69
$V$ (KN)	857.79	

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 0,75 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,55 \text{ m} ; d = 0,70 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2 \text{ m} ; 0,38 \text{ m})$$

Donc, b = 1,30 m.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(2,00 \text{ m} ; 0,33 \text{ m})$$

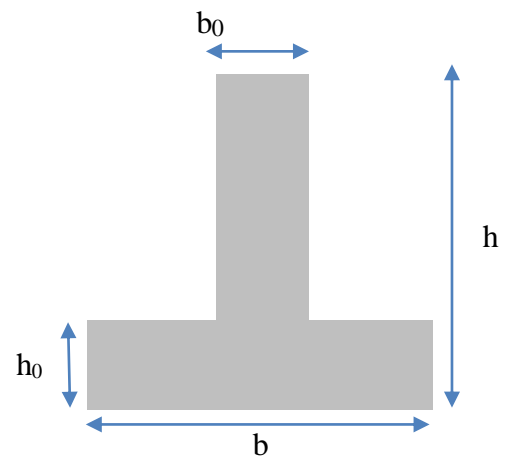


Figure VI.12. Schéma des nervures

Donc, b = 1,20 m.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M (KN. m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	269,88	11,40	10,98	15,71	5HA20
	Appui	-583,82	25,03		25,76	5HA20+5HA16
Y-Y	Travée	467,43	19,75	10,14	20,11	10HA16
	Appui	-557,91	23,92		25,76	5HA20+5HA16

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(12; 21,43 ; 55) \text{ mm}$$

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  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N  $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$

Selon le Sens (x):  $\tau_u = \frac{650,014 \times 10^{-3}}{1,3 \times 0,70} = 0,71 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Selon le Sens (y):  $\tau_u = \frac{857,79 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,70} = 1,02 MPa < \bar{\tau} = 2,5 MPa \dots \dots \dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

✓ Vérification des contraintes

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ (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.
X-X	Travée	93,568	12,69	636505.12	1,864<15	Vérifiée	115,25<201,63	Vérifiée
	Appui	-258,558	17,57	1186958.3	3,82<15	Vérifiée	154,93<201,63	Vérifiée
Y-Y	Travée	313,29	21,69	5963296,1	1,13<15	Vérifiée	99,53<201,63	Vérifiée
	Appui	-375,69	23,20	6800133,4	1,28<15	Vérifiée	103,41<201,63	Vérifiée

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de l<sub>0</sub>

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc,  $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 cm^2$ .

Soit : 2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup> par face.

✓ Schéma de ferrailage des nervures

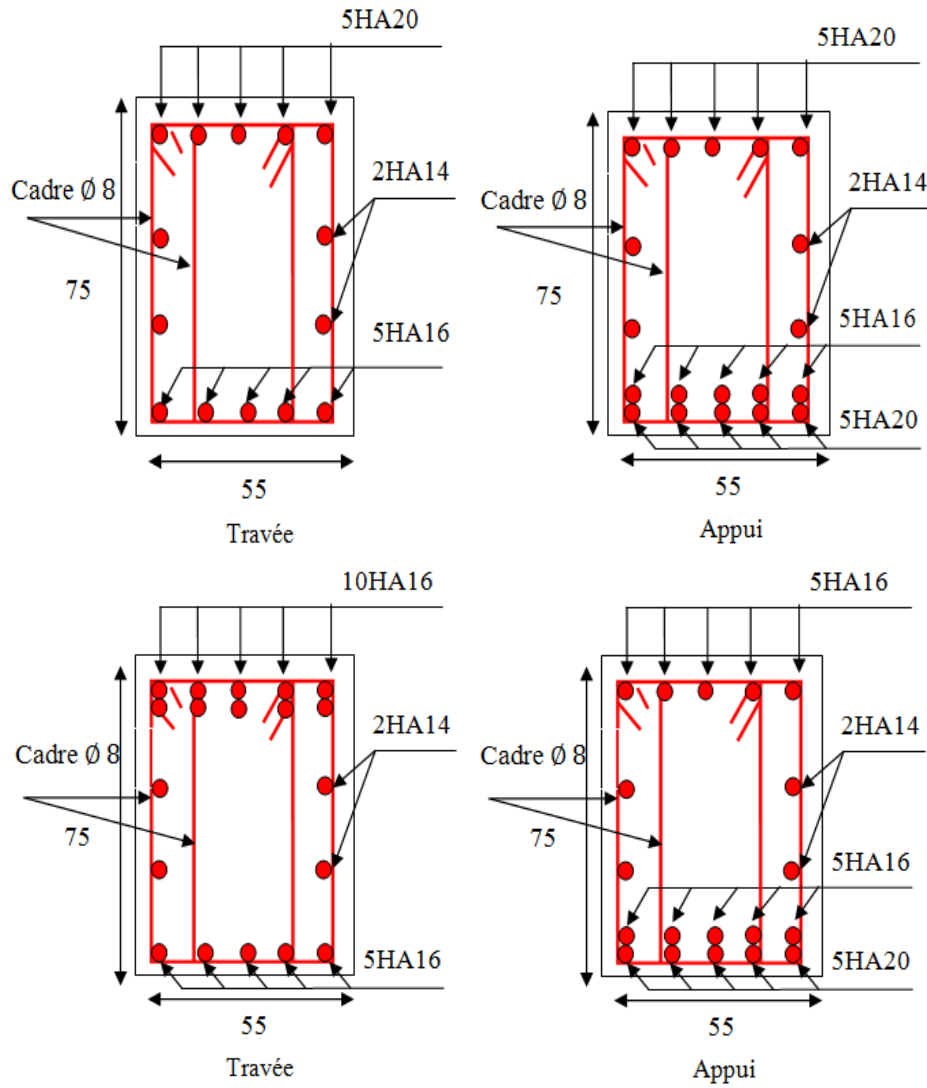


Figure VI.13. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x/y-y

**VI.7. Etude du voile Périphérique**

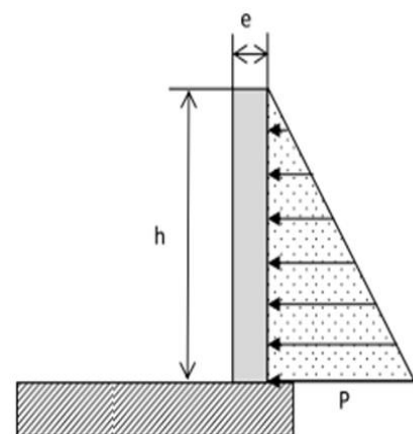
D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VI.7.1. Dimensionnement des voiles**

- Hauteur  $h=2,60$  m
- Longueur  $L=4$  m
- Épaisseur  $e=20$  cm

**Figure VI.14.** Poussée des terres sur les voiles périphériques



➤ **Caractéristiques du sol**

- Poids spécifique  $\gamma_h = 19,90$   $KN/m^3$
- Cohésion (Sol non cohérent)  $c = 0$  bar
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Sable limoneux peu argileux), L'angle de frottement se situe dans l'intervalle suivant :

$$\varphi \in [10^\circ - 20^\circ] = 12^\circ$$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2,6 \times 19,90 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2}\right) = 43,09$$
  $KN/m^2$

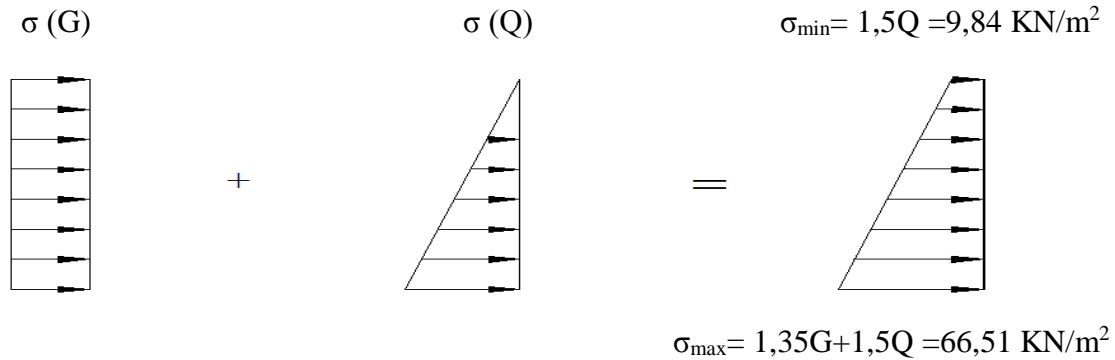
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10$$
  $KN/m^2$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 6,56$$
  $KN/m^2$

**VI.7.2. Ferrailage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 66,51 + 9,84}{4} = 52,342 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 52,342 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2,60 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 3,4 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 2,60/3,4 = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,76 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0608 \times 52,342 \times 2,60^2 = 21,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5274 \times M_{0x} = 11,34 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 18,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 8,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -8,60 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

\***Tableau VI.12.**Ferrailage des voiles périphériques

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	18,28	0,044	0,056	0,166	3,16	2	5HA12 = 5,65
	Y-Y	8,50	0,020	0,026	0,168	1,45	2	4HA10 = 3,14
Appui		- 8,60	0,020	0,026	0,168	1,47	2	4HA10 = 3,14

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,80 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

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

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,80) 100 \times 20 = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{52,342 \times 2,60}{2} \times \frac{3,4^4}{2,60^4 + 3,40^4} = 50,70 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{52,342 \times 3,4}{2} \times \frac{2,60^4}{2,60^4 + 3,40^4} = 22,67 \text{ KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,80 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_x = 0,6580 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 49,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 49,65 + 6,56}{4} = 38,62 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 38,62 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0672 \times 38,62 \times 2,60^2 = 17,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6580 \times M_{0x} = 11,54 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 14,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 9,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -7,01 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

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

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

Tableau VI.13. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	14,91	4,59	16275,6	4,20 < 15	Vérifiée	170,53 < 201,63	Vérifiée
	y-y	9,81	3,56	10011,78	3,48 < 15	Vérifiée	197,53 < 201,63	Vérifiée
Appui		-7,01	3,56	10011,78	2,49 < 15	Vérifiée	141,15 < 201,63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

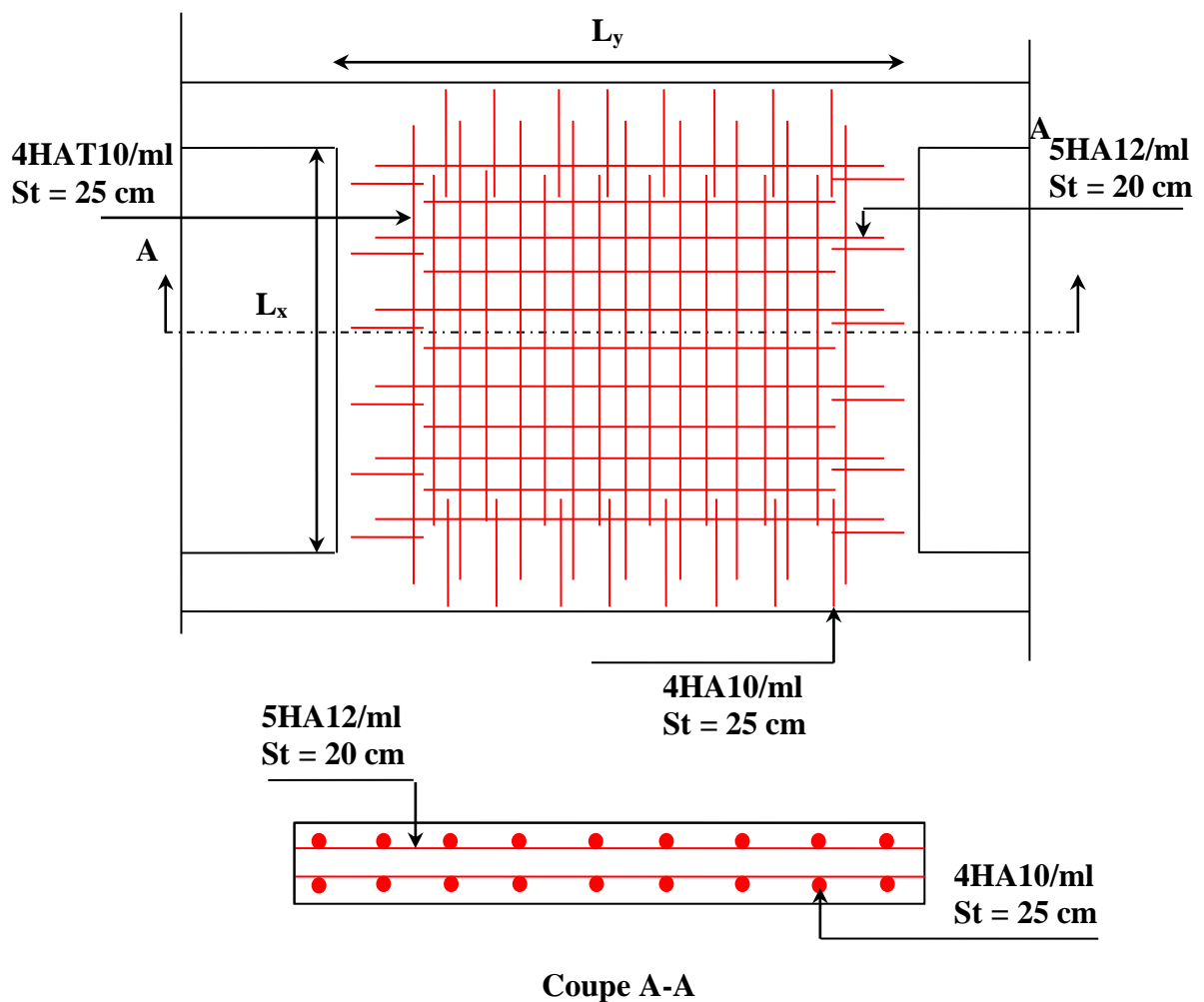


Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique



***Conclusion***

***Générale***

## *Conclusion générale*

Dans notre projet de fin de cycle, nous avons étudié un bâtiment R+7+Entresol+Vide sanitaire, c'est un ouvrage réalisé avec le matériau couple : acier – béton.

En guise de conclusion, nous pouvons dire que l'étude de cet ouvrage nous a permis deux choses : la première, ce sont toutes ces nouvelles informations acquises par rapport au domaine du bâtiment ; la seconde, elle nous a aidés à ajouter d'autres connaissances à celles déjà apprises durant notre cursus à propos de la conception ainsi que le calcul des différentes structures en accord avec la réglementation en vigueur.

Les conclusions les plus pertinentes auxquelles cette étude est aboutie sont les suivantes :

- ✓ Il faut œuvrer à ce que la modélisation soit aussi proche que possible de la réalité, et cela dans le but d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir des résultats plus fiables.
- ✓ Le choix d'une bonne disposition des voiles est indispensable si l'on veut avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventement de la structure (Interaction) et limiter les effets de la torsion.
- ✓ Nous avons acquis de nouvelles connaissances concernant les méthodes de calcul et d'études des structures ; ainsi que l'importance de l'outil informatique (sap2000, Expert BA2010, AutoCAD...)
- ✓ de l'étude de sol et ses caractéristiques qui permettent de calculer les éléments de l'infrastructure et de choisir le type de fondation qui convient afin d'assurer la stabilité de la structure et sa résistance. Ce qui nous a poussé à opter pour un radier renversé caractérisé par sa bonne résistance et sa facilité de la mise en œuvre.
- ✓ C'est essentiellement la nature du sol qui détermine la réponse d'un bâtiment, il y a également l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre, la rigidité, la masse et la souplesse de la structure.
- ✓ La régularité en plan de notre structure a facilité la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- ✓ En vérifiant les moments résistants au niveau des nœuds, nous avons pu vérifier que c'est au niveau des poutres que se forment les rotules plastiques plutôt que dans les poteaux.

- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, nous avons constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99/2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ✓ Le coupe-feu est le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines.
- ✓ Pour limiter les dommages en cas de séisme ou l'effondrement de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.

Enfin, l'utilisation du SAP2000Version14 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, afin de faciliter les calculs et d'obtenir une meilleure approche de réalité et aussi un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

# ***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<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Enceins mémoires de fin d'étude.

Autres documents consultés :

- ✓ M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996.
- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

# ***Annexes***

# ANNEXE 1

## 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 2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y}$ \ $\frac{l_x}{l_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,200	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Valeurs de  $M_1$  (ou  $M_2$ )



### ANNEXE 3

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**VII- CONCLUSION :**

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir le projet d'un ensemble immobilier en R+7 de 140 logements L.P.A avec commerce et services à Amizour centre (w) Bejaia.

D'après les résultats des sondages carottés, pénétrométriques, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances à la pointes moyennes en surface ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de 3,40 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre une contrainte admissible  $Q_{adm} = 1.60$  bars ;
3. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport à la cote du terrain naturel;
4. Nous avons constaté que la nature du terrain est constituée essentiellement par des sables limoneux;
5. On constate l'existence d'une nappe phréatique à partir **4,20 m** de profondeur, d'ou il y'a lieu d'assurer un bon drainage périphérique ;
6. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
7. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S3** selon sa nature géotechnique ;
8. D'après les résultats des analyses chimiques, le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
9. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

**LE REDACTEUR DU RAPPORT**

Le Chef de Service  
H. BELHATRI

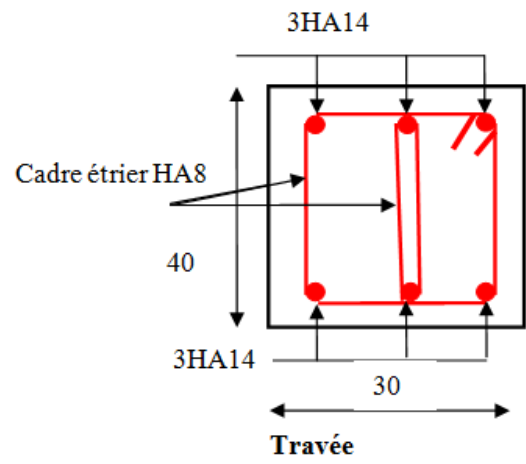
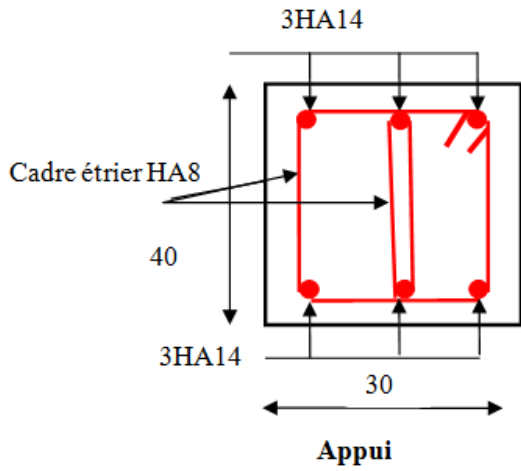
**LE DIRECTEUR**

Le Chef de Service  
H. BELHATRI

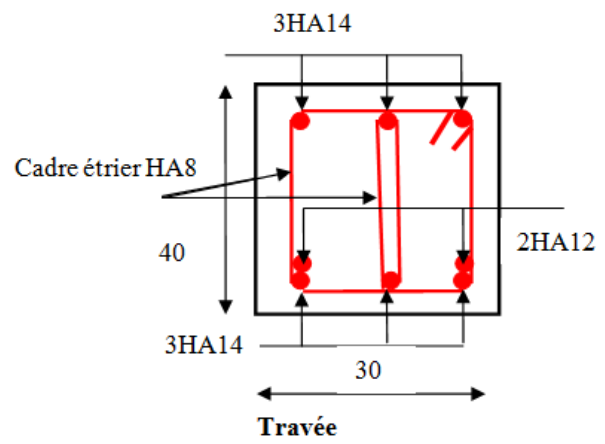
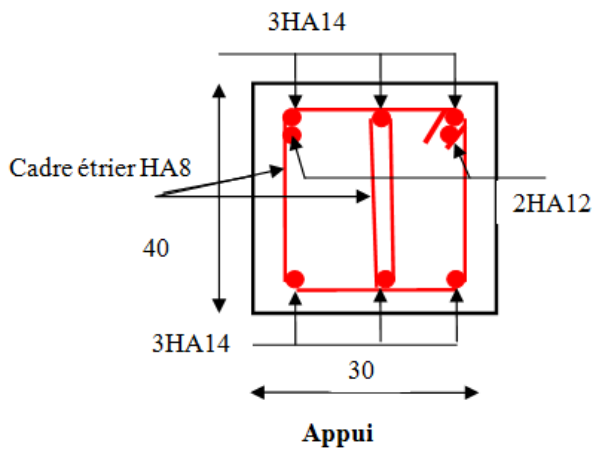


ANNEXE 5

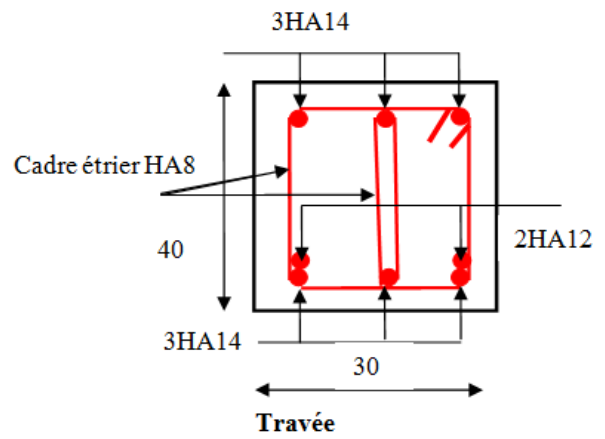
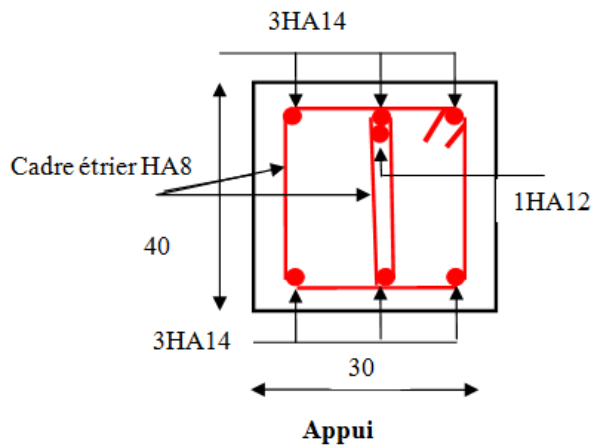
Schémas de ferrailage des poutres principales (30×40), e = 3cm



Vide sanitaire

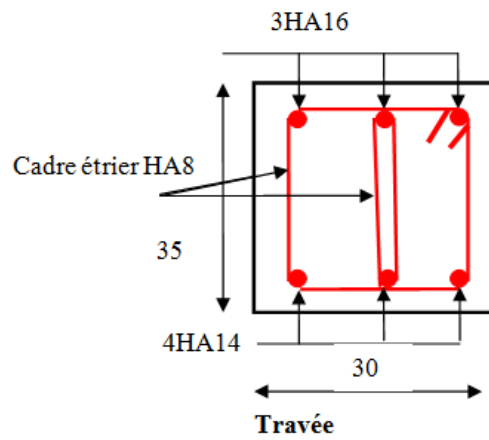
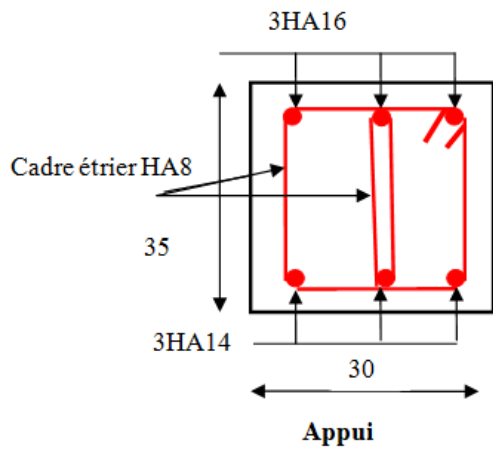


Le 7<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage

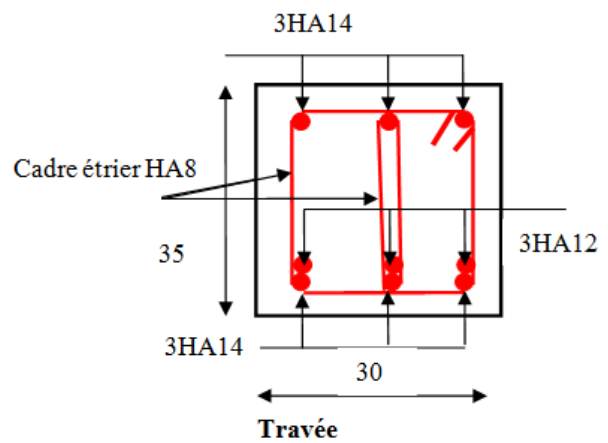
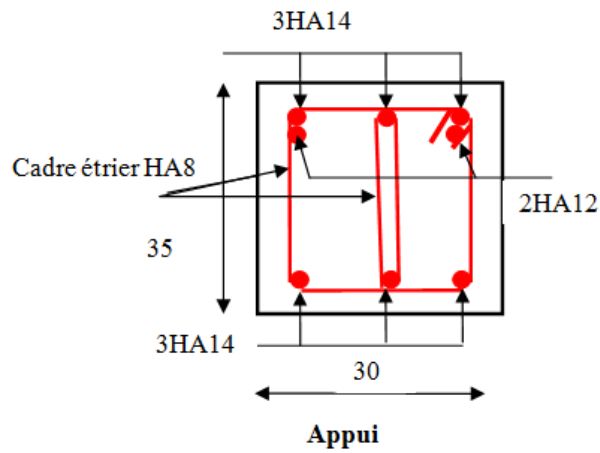


Le 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage

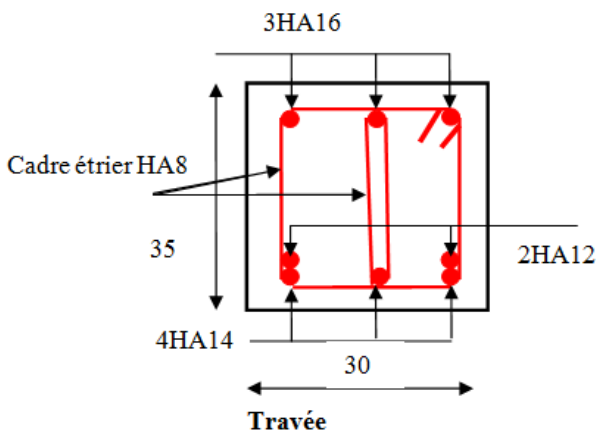
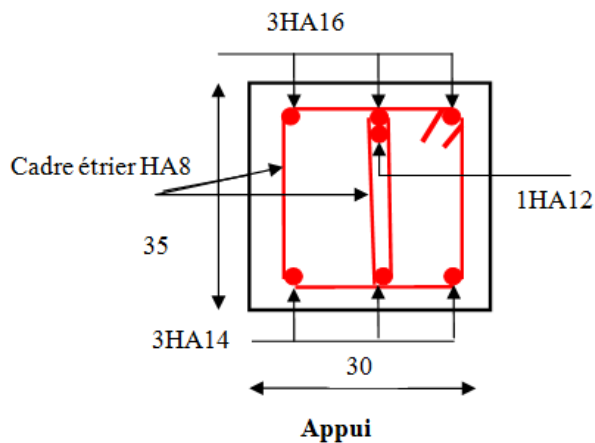
Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30×35), e = 3cm



Vide sanitaire

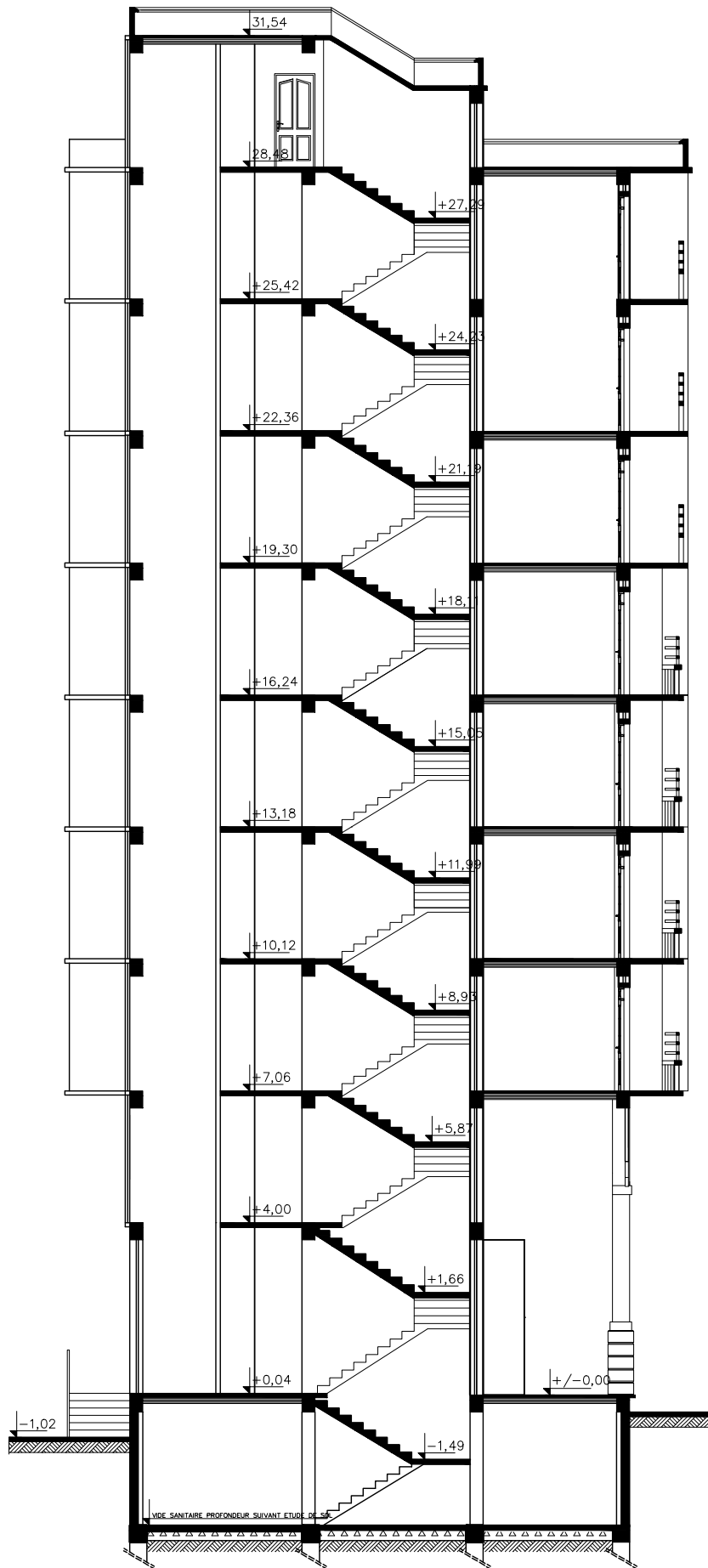


Le 1<sup>ère</sup> à 6<sup>ème</sup> étage



Le 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage

# *Plan de la Structure*

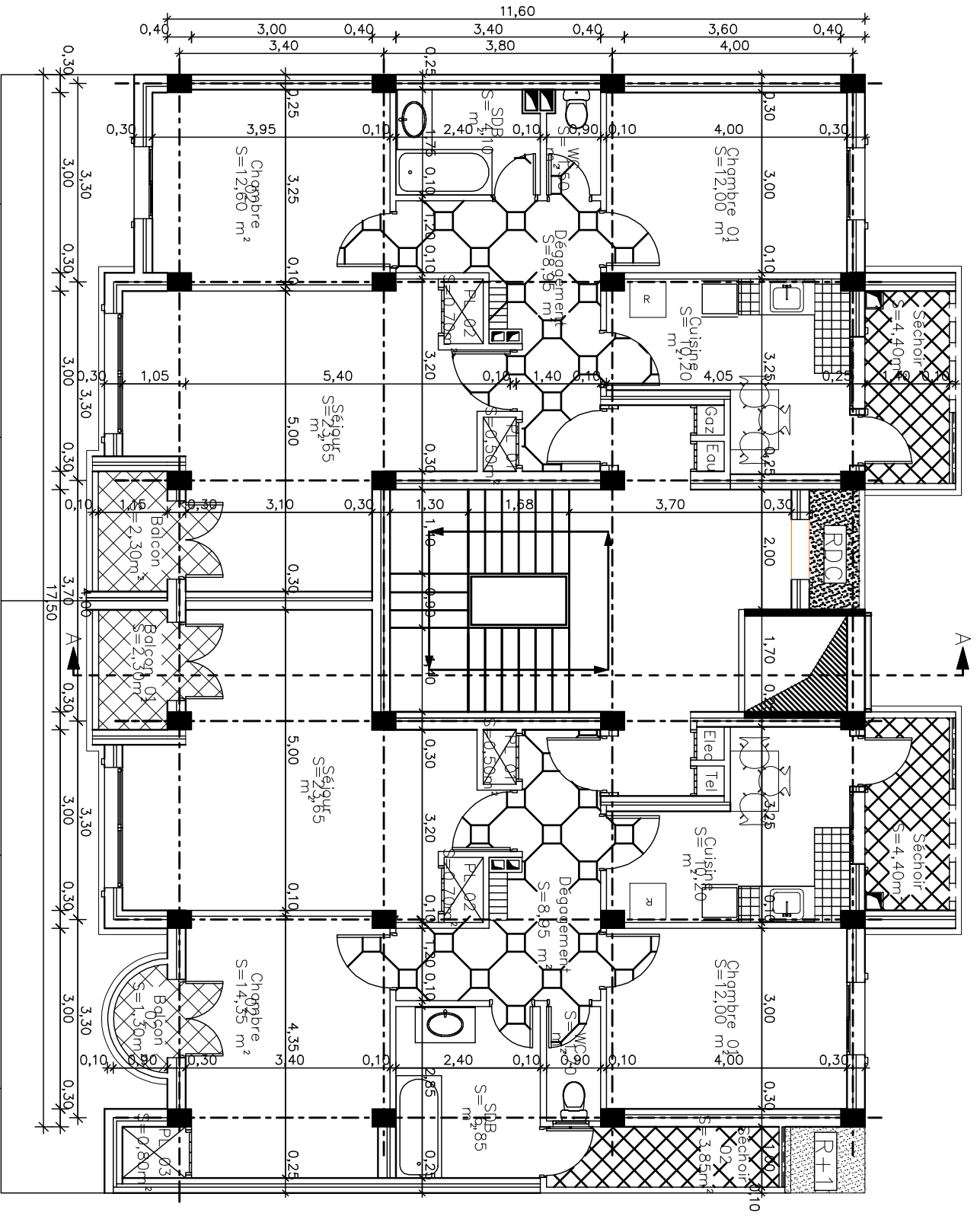


**BLOC B**  
**COUPE A-A Ech: 1/50°**





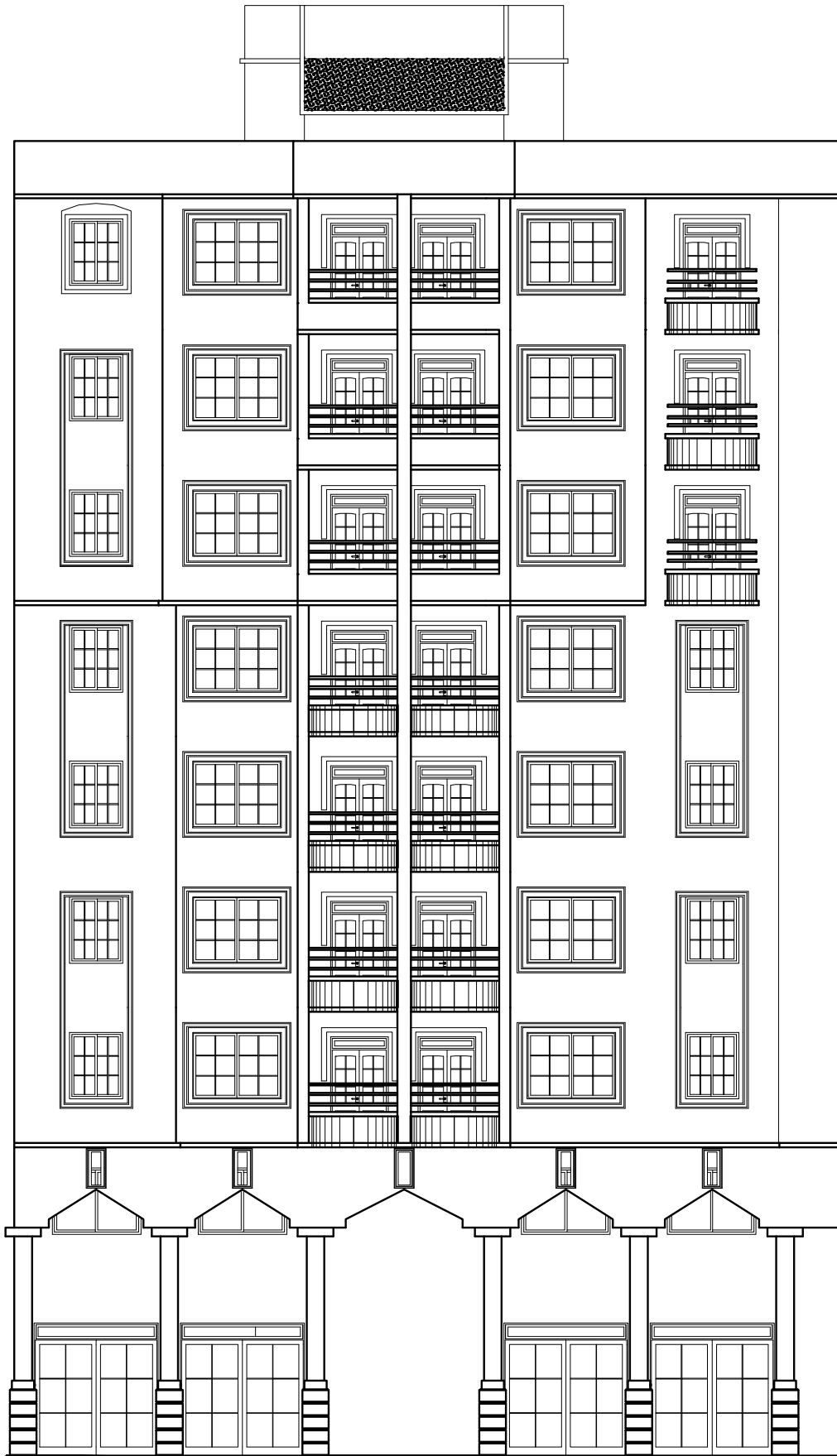




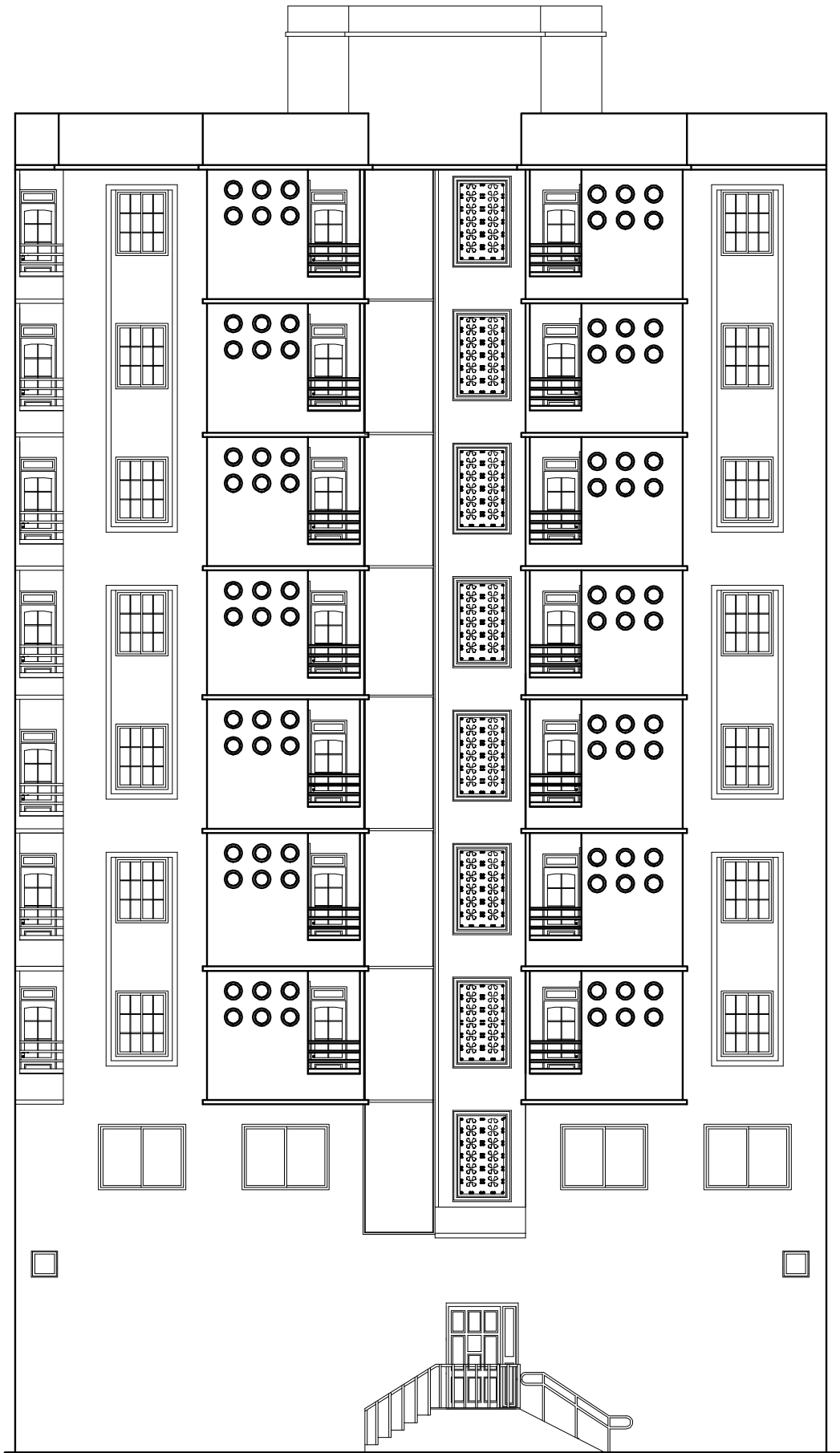
F3 SH=74,20 m<sup>2</sup>  
 SU=80,90 m<sup>2</sup>

F3 SH=79,70 m<sup>2</sup>  
 SU=91,55 m<sup>2</sup>

**BLOC B**  
**PLAN ETAGE COURANT 05,06&07**  
 Ech: 1/50°



**BLOC B**  
**FAÇADE PRINCIPALE Ech:1/50°**



**BLOC B**  
**FAÇADE POSTERIEURE Ech:1/50°**

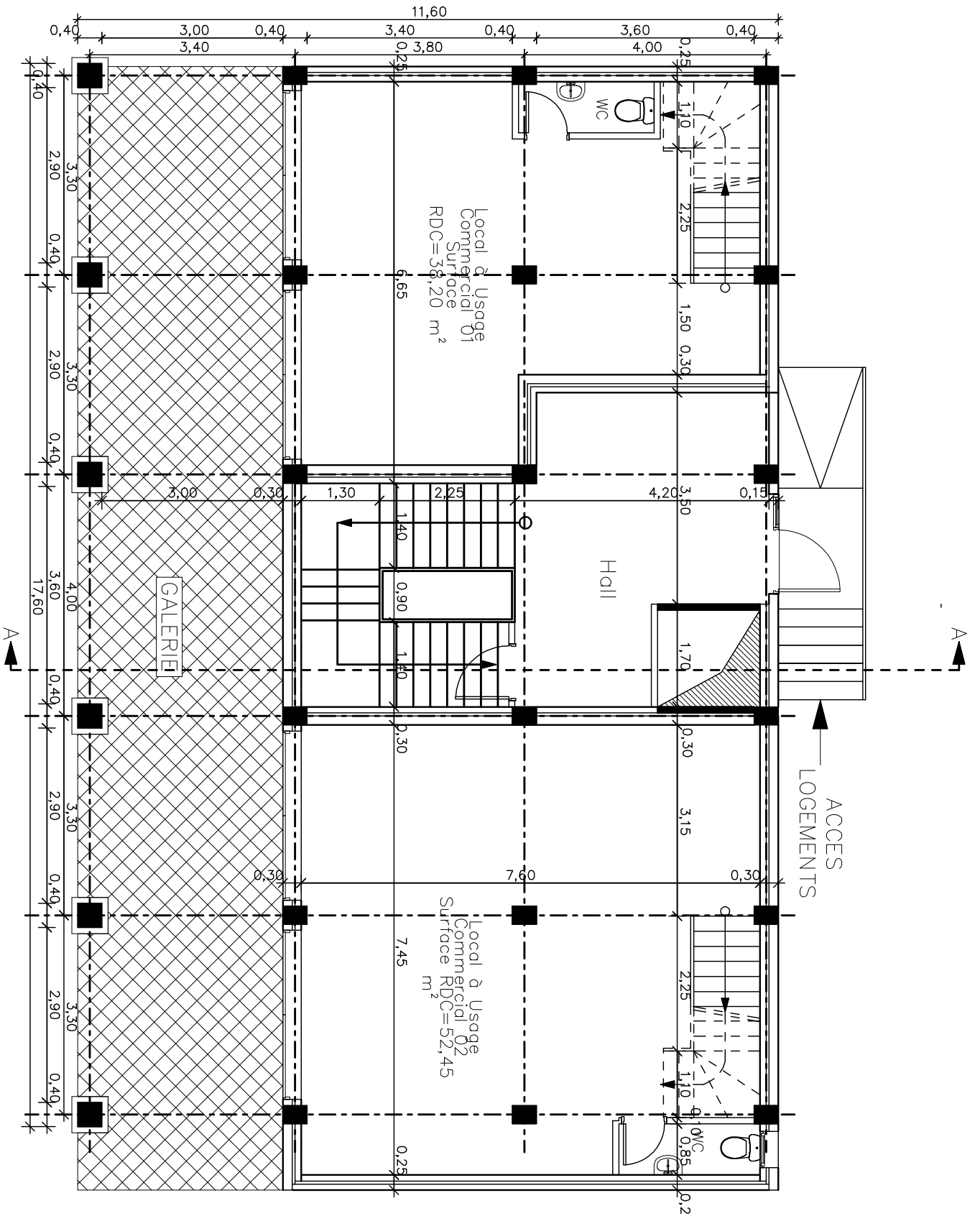
**DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF**  
**PROJET : REALISATION D'UNE BATIMENT R+7+ENTRESOL+VIDE SANITAIRE**  
**(14 Logements Avec Commerces Intégré)**  
**LIEU DIT : Zone d'Activité AMIZUR , WILAYA DE BEJAIA**

ART	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUAN	PU	MONTANT
<b>01.00.00</b>	<b>TERRASSEMENTS GENERAUX</b>				
01.01.00	Terrassement en grande masse	M3	1054.200	400.00	421,680.00
01.03.00	Evacuation des terres à la décharge publique	M3	1054.200	500.00	527,100.00
01.04.00	Remblai en TVO	M3	222.600	1,300.00	289,380.00
<b>TOTAL 01.00.00.....</b>					<b>1,238,160.00</b>
<b>02.00.00</b>	<b>INFRASTRUCTURE</b>				
<b>02.01.00</b>	<b>GROS BETON</b>				
02.01.01	Gros béton sous radier dose a 250 kg/m3 de ciment CPA	M3	35.000	8,500.00	297,500.00
02.01.02	Chappe de ciment entre l'etanchieté de radier et le radier dose a 250 kg/m3	M3	19.860	8,500.00	168,810.00
<b>Sous Total 02.01.00</b>					<b>466,310.00</b>
<b>02.02.00</b>	<b>BETON ARME</b>				
<b>02.02.01</b>	<b>BETON ARME DOSE A 350 Kg/m3 DE CIMENT CPA</b>				
	a) Radier	M3	105.420	32,000.00	3,373,440.00
	b) Nervures	M3	60.390	32,000.00	1,932,480.00
	c) Voile périphérique	M3	28.920	32,000.00	925,440.00
	d) Voile de contreventement	M3	2.601	32,000.00	83,232.00
	f) Poteaux	M3	17.556	32,000.00	561,792.00
	j) Poutres et chaînages	M3	15.666	32,000.00	501,312.00
	h) Dalle pleine	M3	46.837	32,000.00	1,498,784.00
	i) Escaliers	M3	3.491	32,000.00	111,712.00
<b>Sous Total 02.02.00</b>					<b>8,988,192.00</b>
<b>02.04.00</b>	<b>ISOLATION ET ETANCHEITE</b>				
02.04.01	Badigeonnage au flinkot en deux couches croisées	M2	175.00	120.00	21,000.00
02.04.02	Murs en briques rouges simple parois ep : 10 cm	M2	87.30	1,200.00	104,760.00
02.04.03	Enduits extérieurs au mortier de ciment	M2	87.30	800.00	69,840.00
02.04.04	Relevé d'étanchéité en paxalumin sur les parois de l'infrastructure	M2	87.30	1,400.00	122,220.00
<b>Sous Total 02.04.00</b>					<b>317,820.00</b>
<b>02.05.00</b>	<b>ASSAINISSEMENT INTERIEUR</b>				
02.05.01	Fourniture et pose de tuyaux en PVC rigide PN6 (partie suspendu)	ML	20.000	2,800.00	56,000.00
02.05.02	Réalisation de regards suspendus	U	2.00	35,000.00	70,000.00
<b>Sous Total 02.05.00</b>					<b>126,000.00</b>
<b>02.06.00</b>	<b>DIVERS</b>				
02.06.01	Fourniture et pose de câble nu de mise à la terre	ML	58.20	700.00	40,740.00
02.06.02	Fourniture et pose de fourreau en PVC	ML	30.00	600.00	18,000.00
02.06.03	Soutenir la clôture des voisins avec des plots en béton légèrement armé	U	20.00	30,000.00	600,000.00
<b>Sous Total 02.06.00</b>					<b>658,740.00</b>
<b>S/T 02.00.00 .....</b>					<b>10,557,062.00</b>
<b>03.00.00</b>	<b>SUPERSTRUCTURE</b>				
<b>03.01.00</b>	<b>BETON ARME DOSE A 350 Kg/m3 DE CIMENT CPA</b>				
	a) Voile de contreventement	M3	31.39	32,000.00	1,004,480.00
	c) Poteaux	M3	159.284	32,000.00	5,097,088.00
	d) Poutres et chaînages	M3	128.217	32,000.00	4,102,944.00
	e) Dalle pleine	M3	36.058	32,000.00	1,153,856.00
	f) Escaliers	M3	19.123	32,000.00	611,936.00
	j) Eléments décoratifs	M3	2.552	32,000.00	81,664.00
	h) Acrotère	M3	2.500	32,000.00	80,000.00
<b>03.02.00</b>	<b>PLANCHER</b>				
03.02.01	Planchers en hourdis (corps creux de 16+4)	M2	1757.200	2,500.00	4,393,000.00
<b>S/T 03.00.00 .....</b>					<b>16,524,968.00</b>

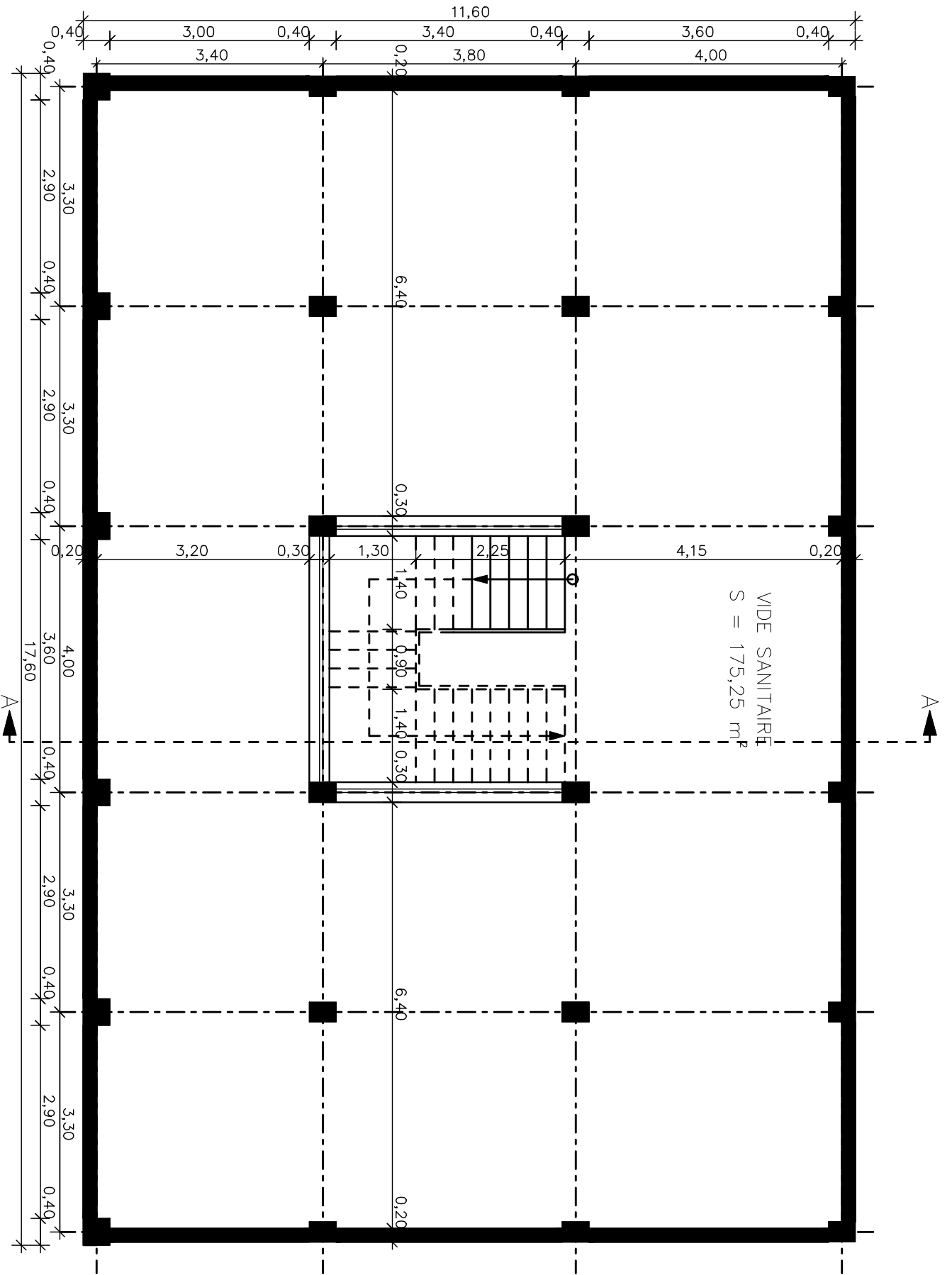
ART	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUAN	PU	MONTANT
<b>04.00.00</b>	<b><u>MACONNERIES &amp; ENDUITS</u></b>				
<b>04.01.00</b>	<b><u>MACONNERIES EN BRIQUES ROUGES</u></b>				
04.01.01	Murs en briques double cloison ep : 30 cm (15+5+10)	M2	960.840	2,300.00	2,209,932.00
04.01.03	Murs en briques rouges simple parois ep : 10 cm	M2	966.960	1,200.00	1,160,352.00
<b>Sous Total 04.01.00 .....</b>					<b>3,370,284.00</b>
<b>04.02.00</b>	<b><u>ENDUITS</u></b>				
04.02.01	Enduits extérieurs au mortier de ciment				
	A- Sur murs et sous palfond	M2	564.978	800.00	451,982.40
04.02.02	Enduits intérieurs au mortier de ciment				
	A- Sur murs	M2	439.868	600.00	263,920.80
	B- sous plafonds	M2	342.000	600.00	205,200.00
04.02.03	Enduits intérieurs au plâtre de 15 mm				
	A- Sur murs	M2	1495.725	600.00	897,435.00
	B- sous plafonds	M2	943.200	600.00	565,920.00
<b>Sous Total 04.02.00 .....</b>					<b>2,384,458.20</b>
<b>04.03.00</b>	<b><u>VENTILATION ET FUMEE :</u></b>				
04.03.01	Réalisation de conduit de fumée et de ventilation type SCHUNT dimensions 44x26	ML	113.920	1,400.00	159,488.00
04.03.02	Réalisation de souches de conduit de fumée type SCHUNT	U	4.000	8,000.00	32,000.00
<b>Sous Total 04.03.00 .....</b>					<b>191,488.00</b>
<b>04.04.00</b>	<b><u>DIVERS</u></b>				
04.04.01	Fourniture et pose d'appuis des fenêtres en plaques granitos	U	35.000	1,500.00	52,500.00
04.04.02	Béton armé pour linteaux des portes, fenêtres et baies, rideaux,	M3	8.379	25,000.00	209,475.00
04.04.03	Fourniture et pose de claustras simple et décoratif,	M2	17.000	1,800.00	30,600.00
04.04.04	Fourniture et pose de tuyaux en ciment comprimé pour passage de câbles	ML	20.000	800.00	16,000.00
04.04.06	Habillage des descentes des eaux intérieures en PVC,	ML	64.000	1,600.00	102,400.00
04.04.07	Réalisation de potager de cuisine comprenant jambage en briques	M2	23.520	3,000.00	70,560.00
04.04.10	Béton moule pour appuis de fenêtres et châssis	M3	3.850	24,000.00	92,400.00
04.04.11	Fourniture et pose de Trappes d'accès terrasse	U	1	7,000.00	7,000.00
<b>Sous Total 04.04.00 .....</b>					<b>580,935.00</b>
<b>S/T 04.00.00 .....</b>					<b>6,527,165.20</b>
<b>05.00.00</b>	<b><u>REVETEMENTS :</u></b>				
<b>05.01.00</b>	<b><u>Revêtements horizontaux :</u></b>				
05.01.01	F& p de carrelage en Granito de bonne qualité 30 x 30 cm	M2	1642.000	2,200.00	3,612,400.00
05.01.04	F& p de seuils en plaques granitos de 1 <sup>er</sup> choix, longueur 110 Cm	M2	11.550	2,000.00	23,100.00
<b>05.02.00</b>	<b><u>Revêtements verticaux :</u></b>				
05.02.01	Revêtements en carreaux de faïence de 1 <sup>er</sup> choix	M2	616.896	2,200.00	1,357,171.20
05.02.02	Revêtement en plinthes de terre cuite vernissée h = 7,5 cm	ML	1246.400	350.00	436,240.00
<b>05.03.00</b>	<b><u>Revêtement des escaliers :</u></b>				
05.03.01	Marches d'escaliers en plaques de Granito préfabriquées	ML	215.800	1,300.00	280,540.00
05.03.02	Contre marches d'escaliers en plaques de Granito préfabriquées	ML	215.800	1,300.00	280,540.00
<b>S/T 05.00.00 .....</b>					<b>5,989,991.20</b>
<b>08.00.00</b>	<b><u>MENUISERIE</u></b>				
<b>08.01.00</b>	<b><u>MENUISERIE EN BOIS ROUGE</u></b>				
A	<b><u>LES PORTES</u></b>				
08.01.01	Fourniture et pose de porte pleine en bois à 1 vantail dim : 1.10x2.17 m	U	14	20,300.00	284,200.00
08.01.02	Fourniture et pose de porte pleine en bois à 1 vantail dim : 0.94x2.17 m	U	84	17,500.00	1,470,000.00
<b>Sous Total 08.01.00 .....</b>					<b>1,754,200.00</b>
<b>08.02.00</b>	<b><u>MENUISERIE EN ALUMINIUM</u></b>				
	<b><u>Fourniture et pose de menuiserie aluminium</u></b>				
A	<b><u>MUR RIDEAU</u></b>				
08.02.01	Fourniture et pose de Mur rideau en aluminium Dim : 8.05 m x 1,95 m	U	4	408,000.00	1,632,000.00
C	<b><u>LES FENETRES ET CHASSIS A VITRE</u></b>				
C/A	<b><u>LES FENETRES</u></b>				
08.02.04	Fourniture et pose d'une fenêtre vitrée en aluminium Dim : 1,85 m X1, 50 m	U	4	47,500.00	190,000.00
08.02.05	Fourniture et pose d'une fenêtre vitrée en aluminium Dim : 1,40 m X1, 50 m	U	28	35,700.00	999,600.00
C/B	<b><u>LES CHASSIS A VITRE</u></b>				
08.02.09	Fourniture et pose de châssis en aluminium. dim 0,60 m x2,65m	U	21	29,000.00	609,000.00
08.02.10	Fourniture et pose de châssis en aluminium. dim 0,60 m x0, 60m	U	28	6,200.00	173,600.00
<b>Sous Total 08.02.00 .....</b>					<b>3,604,200.00</b>

ART	DESIGNATION DES OUVRAGES	U	QUAN	PU	MONTANT
<b>08,03,00</b>	<b>MENUISERIE EN FERRONNERIE</b>				
08,03,01	Gardes corps métallique	ML	46	5,000.00	231,000.00
08,03,02	F/P de Porte d'entrée du bâtiment blindé				
	Dim 1,40/2,50	U	2	40,000.00	80,000.00
08,03,03	F/P de rideau métallique pour garage				
	a- F/P de rideau métallique				
	dim 2,75x3.56m	U	4	80,000.00	320,000.00
08,03,07	f - F/P d'une porte de poste transformateur type SONELGAZ				
	dim 1.10x2.20 m	U	1	60,000.00	60,000.00
<b>Sous Total 08.03.00 .....</b>					<b>691,000.00</b>
<b>TOTAL 08.00.00.....</b>					<b>6,049,400.00</b>
<b>09,00,00</b>	<b>Plomberie Sanitaire &amp; Gaz.</b>				
	<b>A - Plomberie Sanitaire.</b>				
<b>09,01,00</b>	<b>Appareillage Sanitaire.</b>				
09,01,01	Fourniture et pose de lavabo individuel en porcelaine vitrifié,	U	14.000	10,000.00	140,000.00
09,01,02	Fourniture et pose de siège W.C à la turque en porcelaine vitrifié	U	14.000	7,000.00	98,000.00
09,01,03	Fourniture et pose d'évier de cuisine en porcelaine vitrifié	U	14.000	9,000.00	126,000.00
09,01,04	Fourniture et pose de baignoire en acier émaillée	U	14.000	22,000.00	308,000.00
<b>Sous Total 09.01.00 .....</b>					<b>672,000.00</b>
<b>09,02,00</b>	<b>Robinetterie de 1<sup>er</sup> choix.</b>				
09,02,01	F&P de compteur divisionnaire d'eau 15 / 21	U	14.000	5,000.00	70,000.00
09,02,02	F&P de robinet eau froide de diamètre 15 / 21 pour WC	U	14.000	900.00	12,600.00
09,02,03	F&P de robinet d'arrêt eau froide avant et après compteur de diamètre 20 / 27	U	14.000	1,200.00	16,800.00
09,02,04	F&P de robinet d'arrêt en laiton pour machine à laver de diamètre 15 / 21	U	14.000	1,500.00	21,000.00
09,02,05	F&P de vanne d'arrêt gaz en laiton 1/4 de tour DN 20	U	28.000	1,800.00	50,400.00
09,02,06	F&P de vanne d'arrêt gaz en laiton 1/4 de tour DN 15	U	28.000	1,600.00	44,800.00
09,02,07	F&P de vanne d'arrêt gaz en laiton 1/4 de tour DN 15 avec porte caoutchouc	U	14.000	1,500.00	21,000.00
09,02,08	F&P de vanne d'arrêt général d'eau froide de diamètre 40 / 49	U	2.000	3,000.00	6,000.00
09,02,09	F&P de purgeur d'air automatique au bout de la colonne montante eau froide	U	2.000	2,000.00	4,000.00
<b>Sous Total 09.02.00 .....</b>					<b>246,600.00</b>
<b>09,03,00</b>	<b>Alimentation en eau potable</b>				
	F&P de tuyaux en acier galvanisé de premier choix				
09,03,01	A - Dim. Ø = 40 / 49.	ML	64.000	1,000.00	64,000.00
09,03,02	B - Dim. Ø = 33 / 42.	ML	22.500	700.00	15,750.00
09,03,03	C - Dim. Ø = 26 / 34.	ML	22.500	600.00	13,500.00
	F&P de tuyaux en cuivre doux				0.00
09,03,04	A - Dim. Ø = 26 / 28.	ML	183.750	2,000.00	367,500.00
09,03,05	B - Dim. Ø = 20 / 22.	ML	122.500	1,200.00	147,000.00
09,03,06	C - Dim. Ø = 14 / 16.	ML	300.000	900.00	270,000.00
09,03,07	D - Dim. Ø = 12 / 14.	ML	36.750	800.00	29,400.00
09,03,08	E- Dim. Ø = 10 / 12.	ML	100.000	700.00	70,000.00
<b>Sous Total 09.03.00 .....</b>					<b>977,150.00</b>
<b>09,04,00</b>	<b>Alimentation en Gaz</b>				
	F&P de tuyaux en cuivre doux				
09,04,01	A - Dim. Ø = 40 / 42.	ML	22.500	4,200.00	94,500.00
09,04,02	B - Dim. Ø = 20 / 22.	ML	147.500	1,300.00	191,750.00
09,04,03	C - Dim. Ø = 14 / 16.	ML	306.250	1,000.00	306,250.00
<b>Sous Total 09.04.00 .....</b>					<b>592,500.00</b>
<b>09,05,00</b>	<b>Evacuation des Eaux Vannes, Eaux Usées et Eaux Pluviales.</b>				
	F&P de tuyaux en P.V.C pour E.U, E.V, E.P				
09,05,01	A - Dim. Ø = 110.	ML	68.000	500.00	34,000.00
09,05,02	B - Dim. Ø = 100.	ML	125.000	400.00	50,000.00
09,05,03	C - Dim. Ø = 40.	ML	100.000	300.00	30,000.00
09,05,04	Fourniture et pose de siphons de sol en PVC	ML	62.000	800.00	49,600.00
<b>Sous Total 09.05.00 .....</b>					<b>163,600.00</b>
<b>TOTAL 09.00.00 .....</b>					<b>2,651,850.00</b>
<b>11,00,00</b>	<b>PEINTURE</b>				
11.00.01	Badigeon à la chaux sur facades ext.	M <sup>2</sup>	910.00	40.00	36,400.00
11.00.02	Enduit spécial ciment blanc (tyrolienne teinté)	M <sup>2</sup>	910.00	400.00	364,000.00
<b>TOTAL 11.00.00 .....</b>					<b>400,400.00</b>
<b>TOTAL H.T....</b>					<b>49,938,996.40</b>
<b>RABAIS 5,26 %</b>					<b>2,626,791.21</b>
<b>TOTAL APRE RABAIS H.T 5,26 %</b>					<b>47,312,205.19</b>
<b>T.V.A 07 %</b>					<b>3,311,854.36</b>
<b>TOTAL EN T.T.C</b>					<b>50,624,059.55</b>

Arrêter le présent Marché à la somme TTCde = **50 624 059,55DA**  
Soit en lettres :Cinquante millions Six cent vingt-quatre mille neuf cinquante dinars



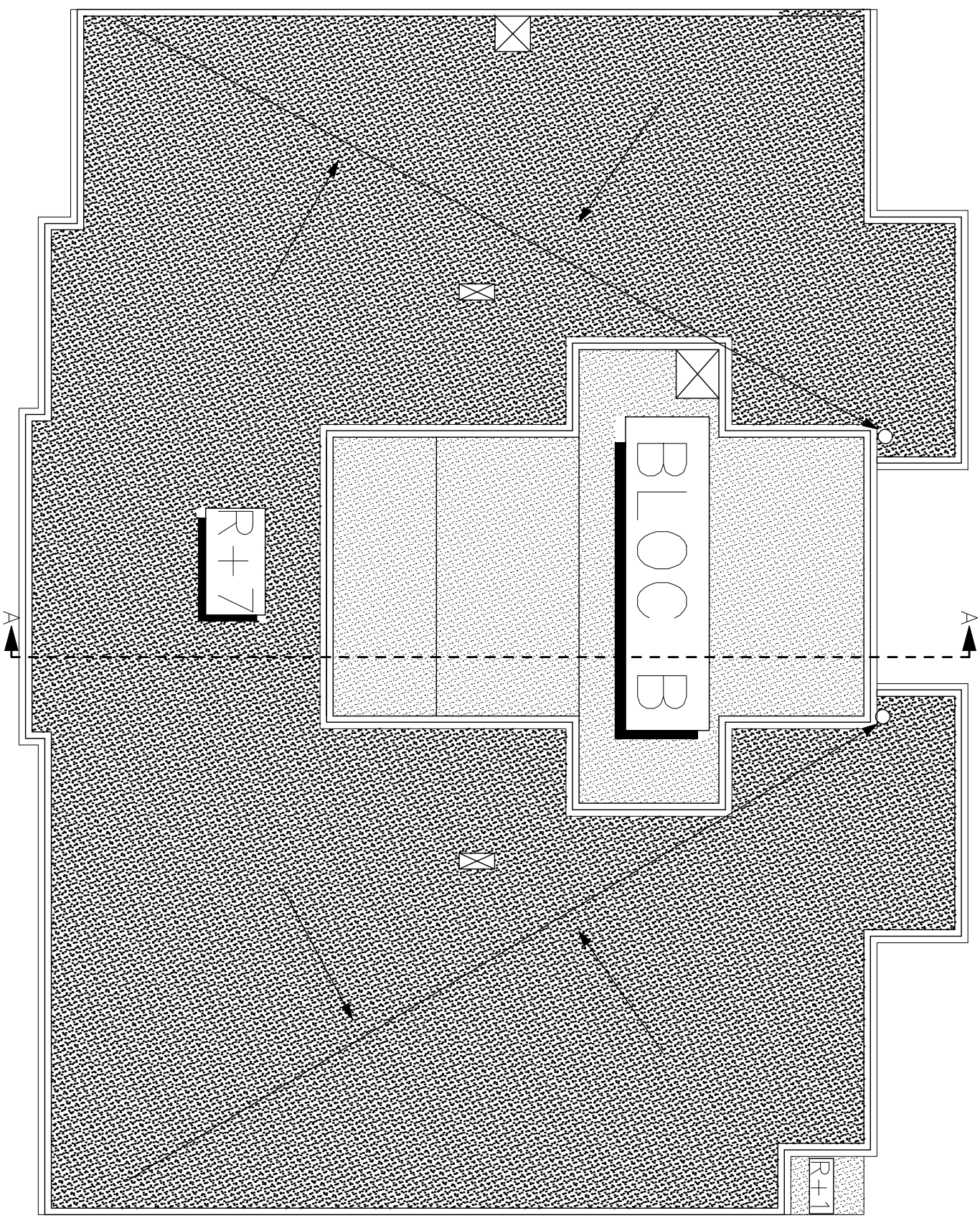
**BLOC B**  
**PLAN RDC Ech: 1/50°**



**BLOC B**  
**PLAN VIDE SANITAIRE Ech:1/50°**



**BLOC B**  
**PLAN TERRASSE Ech: 1/50°**



*Fin*