



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

### **Mémoire**

Pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil  
**Option : Matériaux et Structures**

### **Thème**

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+DUPLIX) A USAGE  
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE.  
(VOILES-PORTIQUES)**

### **Présenté par**

MR. TAGGUEB LAMINE

MR. OUCHENE ABDELAZIZ

**A SOUTENIR LE : 20- 09 - 2012 DEVANT LE JURY COMPOSE DE :**

MR. ATTAL

MD. BOUCHE NEE BOUKEMOUCHE

### **Encadré par :**

MR. BOUROUBA

## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.*

*Mes chers frères « YASSINE, (SOFIANE et sa femme NINA) et NORDINE » et mes grands parents « VAVA HANOU, YEMMA SASSA, JEDI RABIA, YEMMA ZAHRA ». Sans oublier toute ma grande famille, Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.*

*Mon cher binôme ABDELAZIZ et toute sa famille.*

*Tous mes amis et amies et toute la promo de master génie civil 2012.*

***T. lamine***

## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.*

*Mes chers frères « RABAH, FAOUZI », mes grands parents « MOHAMED, ZAHRA », mes ancres « LOUNES et AZEDINE », mon petit cher et adoré « LYES » et mes chères sœurs Sans oublier toute ma grande famille, Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.*

*Mon binôme en **or** LAMINE et toute sa famille.*

*Tous mes amis et amies et toute la promo de master génie civil 2012.*

***O. abdelaziz***

## **Remerciements**

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre promoteur Mr. BOUROUBA A. HALIM pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.*

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaires.*

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre ami BENATSOU DJILLALI pour son aide, ces conseils et sa disponibilité*

*Nous remercions le personnel de la SARL ORGOSOTS qui nous a guidé et conseillé durant notre stage.*

*Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.*

*Enfin nous remercions tous nos amis(e) (djego, faycel, yidhir, bilal, nordine, tato, yasmine, lola, sassou, lamia, djidji, rebica, lilia...ect.)*

# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>12</b>
<b>CHAPITRE 1 .....</b>	<b>13</b>
<b>DESCRIPTION DE L'OUVRAGE .....</b>	<b>13</b>
INTRODUCTION .....	13
1.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE .....	13
1.2 IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.....	13
1.3 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE .....	14
1.3.1 Caractéristiques géométriques.....	14
1.3.2 Les planchers.....	14
1.3.3 Les escaliers.....	14
1.3.4 La maçonnerie.....	14
1.3.5 La terrasse .....	14
1.3.6 L'acrotère.....	14
1.4 CHOIX DU CONTREVENTEMENT .....	15
<b>CHAPITRE 2</b>	<b>PRE DIMENSIONNEMENT DES</b>
<b>ELEMENTS.....</b>	<b>16</b>
INTRODUCTION .....	16
2.1 LES PLANCHERS.....	16
2.1.1 Introduction.....	16
2.1.2 Les planchers à corps creux.....	16
2.1.3 Les poutrelles.....	17
2.1.4 Dalles pleines.....	19
2.2 LES POUTRES.....	19
2.2.1 Les poutres principales .....	20
2.2.2 Les poutres secondaires .....	20
2.3 LES VOILES .....	21
2.4 L'ACROTERE:.....	22
2.5 LES ESCALIERS .....	23
2.6 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	24
2.6.1 Plancher a terrasse inaccessible.....	24
2.6.2 Terrasse accessible .....	24
2.6.3 Plancher étage courant.....	25
2.6.4 Dalle pleine.....	25
2.6.5 Les balcons .....	26
2.6.6 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).....	26
2.6.7 Les escaliers.....	26
2.6.8 Les poteaux .....	27
2.7 DESCENTE DE CHARGE .....	28
2.7.1 Surface afférente .....	28
2.7.2 Les charges et surcharges .....	28

2.7.3	La loi de dégression .....	29
2.8	VERIFICATION .....	33
2.8.1	Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité .....	33
2.8.2	Vérification au flambement : .....	34
2.8.3	Vérification de l'effort normal réduit .....	36
	CONCLUSION .....	37
<b>CHAPITRE 3</b>		<b>ETUDE DES ELEMENTS</b>
<b>SECONDAIRES .....</b>		<b>38</b>
	INTRODUCTION .....	38
3.1	ETUDE DE L'ACROTERE .....	38
3.1.1	Hypothèse de calcul .....	38
3.1.2	-Evaluation des charges et surcharges .....	38
3.1.3	Calcul des sollicitations .....	39
3.1.4	Calcul de l'excentricité .....	40
3.1.5	Ferraillage .....	41
3.2	ÉTUDE DU PLANCHER .....	46
3.2.1	Calcul des charges revenant aux poutrelles .....	46
3.2.2	Différents types de poutrelles .....	47
3.2.3	Méthodes de calculs .....	48
3.2.4	Calcul des sollicitations des poutrelles .....	52
3.2.5	Ferraillage des poutrelles .....	59
3.2.6	Schémas de Ferraillage des Poutrelles .....	71
3.2.7	Ferraillage de la dalle de compression .....	72
3.3	ETUDE DE L'ASCENSEUR .....	73
3.3.1	Définition .....	73
3.3.2	Etude de la dalle de l'ascenseur .....	73
3.3.3	Evaluation des charges et surcharges .....	73
3.3.4	Cas d'une charge concentrée .....	74
3.3.5	Cas d'une charge répartie .....	80
3.3.6	Schéma de ferraillage .....	85
3.4	ETUDE DES DALLES PLEINES .....	86
3.4.1	Dalle sur deux appuis .....	86
3.4.2	Dalle sur trois appuis .....	92
3.5	ETUDE DES BALCONS .....	96
3.5.1	Calcul des sollicitations .....	96
3.5.2	Ferraillage .....	96
3.5.3	Schéma de ferraillage .....	98
3.6	ETUDE DES POUTRES DE CHAINAGES .....	99
3.6.1	Définition .....	99
3.6.2	Dimensionnement .....	99
3.6.3	Calcul des sollicitations .....	99
3.6.4	Ferraillage .....	100
3.6.5	Schéma de ferraillage .....	102
3.7	ETUDE DES ESCALIERS .....	103
3.7.1	Étude de la Partie AC .....	104
3.7.2	Études de la partie CD .....	108
3.7.3	Etudes de la Partie DE .....	112
3.8	ETUDE DES POUTRES BRISEES .....	116
3.8.1	La première Poutre brisée .....	116
3.8.2	La deuxième Poutre brisée .....	120
<b>CHAPITRE 4</b>		<b>ETUDE DYNAMIQUE .....</b>
		<b>124</b>
	INTRODUCTION .....	124

4.1	OBJECTIFS ET EXIGENCES.....	125
4.2	METHODES DE CALCUL.....	125
4.2.1	Méthode statique équivalente .....	125
4.2.2	Méthode dynamique modale spectrale .....	129
4.3	VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES-PORTIQUES .....	134
4.3.1	Sous charges verticales .....	134
4.3.2	Sous charges horizontales.....	135
4.4	VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA99/VERSION2003 .....	136
4.4.1	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	136
4.5	CALCUL DES DEPLACEMENTS .....	137
4.6	JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ .....	138
<b>CHAPITRE 5</b>		<b>ETUDES DES ELEMENTS</b>
<b>PRINCIPAUX</b> .....		<b>140</b>
INTRODUCTION .....		140
5.1	ETUDE DES POTEAUX.....	140
5.1.1	Les recommandations du RPA 99/2003.....	141
5.1.2	Sollicitation de calcul .....	143
5.1.3	Sections des armatures longitudinales donnent par SAP2000 dans les poteaux	143
5.1.4	Sections des armatures transversales dans les poteaux .....	144
5.1.5	Vérifications.....	145
5.1.6	Schéma de ferrailage des poteaux : .....	149
5.2	ETUDE DES POUTRES .....	150
5.2.1	Recommandation du RPA99 .....	151
5.2.2	Ferrailage des poutres.....	152
5.2.3	Vérifications.....	153
5.2.4	Schéma de ferrailage des poutres : .....	159
5.3	ETUDE DES VOILES .....	160
5.3.1	Recommandations du RPA99 .....	160
5.3.2	Sollicitations de calcul .....	162
	REMARQUE.....	162
5.3.3	Ferrailage des voiles .....	162
5.3.4	Vérification au cisaillement.....	168
5.3.5	Schéma de ferrailage : .....	169
<b>CHAPITRE6</b>		<b>ETUDES DES FONDATIONS.....170</b>
INTRODUCTION .....		170
6.1	CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS.....	170
6.2	LES VERIFICATIONS DE TYPES DE FONDATIONS.....	171
6.2.1	Vérification des semelles isolées.....	171
6.2.2	Vérification des semelles filantes.....	172
6.2.3	Radier général.....	173
6.3	FERRAILAGE.....	177
6.3.1	La dalle du radier.....	177
6.3.2	les nervures du radier.....	180
6.4	VOILE PERIPHERIQUE.....	185
6.4.1	Introduction.....	185
6.4.2	Caractéristiques des voiles .....	186
6.4.3	Caractéristiques du sol.....	186
6.4.4	Méthode de calcul.....	186
6.4.5	Ferrailage.....	187
6.4.6	Schémas de ferrailage de voile périphérique .....	190
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....		<b>191</b>

## TABLE DES FIGURES

<b>Figure 1.</b> Planchers à corps creux.....	17
<b>Figure 2.</b> La disposition des poutrelles .....	17
<b>Figure 3.</b> Schémas d'une poutrelle .....	18
<b>Figure 4.</b> Dimension de l'acrotère.....	22
<b>Figure 5.</b> schémas des escaliers de RDC.....	23
<b>Figure 6.</b> schémas des escaliers balancés.....	23
<b>Figure 7.</b> Hauteur libre d'étage .....	27
<b>Figure 8.</b> Schéma statique de la descente de charge.....	28
<b>Figure 9.</b> La surface afférente.....	28
<b>Figure 10.</b> Schéma statique de l'acrotère .....	39
<b>Figure 11.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	46
<b>Figure 12.</b> Evaluation des efforts tranchants.....	50
<b>Figure 13.</b> Schémas des charges et des longueurs fictives.....	51
<b>Figure 14.</b> Schémas de Ferrailage des Poutrelles de la terrasse accessible .....	71
<b>Figure 15.</b> Schémas de Ferrailage des Poutrelles de la terrasse inaccessible .....	71
<b>Figure 16.</b> Schémas de Ferrailage des Poutrelles de planchers étage courant .....	72
<b>Figure 17.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	72
<b>Figure 18.</b> Cage d'ascenseur .....	73
<b>Figure 19.</b> Schéma représentant la surface d'impacte.....	74
<b>Figure 20.</b> Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	85
<b>Figure 21.</b> Schéma de ferrailage de la dalle .....	86
<b>Figure 22.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	92
<b>Figure 23.</b> Vue en coupe du ferrailage de la dalle sur deux appuis .....	92
<b>Figure 24.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis .....	95
<b>Figure 25.</b> Vue en coupe du ferrailage de la dalle sur trois appuis .....	95
<b>Figure 26.</b> Vue en coupe du ferrailage de la dalle des balcons.....	98
<b>Figure 27.</b> Schéma de ferrailage de la dalle des balcons .....	99
<b>Figure 28.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.....	100
<b>Figure 30.</b> Ferrailage de la poutre en appuis.....	102
<b>Figure 30.</b> Ferrailage de la poutre en travée .....	102



<b>Figure 31.</b> Vue en plan de l'escalier à étudiée .....	103
<b>Figure 32.</b> 1 <sup>er</sup> schéma statique.....	104
<b>Figure 33.</b> Schéma de chargement.....	104
<b>Figure 34.</b> Schéma de ferrailage de la partie AC .....	108
<b>Figure 35.</b> 2 <sup>eme</sup> schéma statique.....	108
<b>Figure 36.</b> Schéma de ferrailage de la partie CD .....	112
<b>Figure 37.</b> 3 <sup>eme</sup> schéma statique(DE) .....	112
<b>Figure 38.</b> Schéma de ferrailage de la partie DE.....	115
<b>Figure 39.</b> différentes types de poutre brisées .....	116
<b>Figure 40.</b> Schéma de chargement.....	117
<b>Figure 41.</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	120
<b>Figure 42.</b> Schéma de chargement.....	120
<b>Figure 43.</b> Schéma de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> poutre brisée.....	123
<b>Figure 44.</b> La disposition des voiles .....	132
<b>Figure 45.</b> Zone nodale .....	141
<b>Figure 46.</b> Section d'un poteau .....	147
<b>Figure 48.</b> Schéma de ferrailage des poteaux 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage.....	149
<b>Figure 48.</b> Schéma de ferrailage des poteaux RDC, 1 <sup>er</sup> étage.....	149
<b>Figure 50.</b> Schéma de ferrailage des poteaux 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage.....	150
<b>Figure 50.</b> Schéma de ferrailage des poteaux 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage.....	150
<b>Figure 52.</b> Schéma de ferrailage des poteaux 12 <sup>ème</sup> étage .....	150
<b>Figure 52.</b> Schéma de ferrailage des poteaux 8, 9, 10 et 11 <sup>ème</sup> étage.....	150
<b>Figure 53.</b> Schéma de la Zone nodale.....	154
<b>Figure 54.</b> poutres secondaires RDC et étage courant.....	159
<b>Figure 55.</b> poutres principales RDC et étage courant.....	159
<b>Figure 56.</b> poutres secondaires et principales terrasse .....	159
<b>Figure 57.</b> La disposition des voiles .....	162
<b>Figure 58.</b> Schéma de ferrailage du voile (A et B) au RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage.....	169
<b>Figure 59.</b> Schéma d'une semelle isolée .....	172
<b>Figure 60.</b> Semelle filante .....	172
<b>Figure 61.</b> Schéma du poinçonnement.....	175
<b>Figure 62.</b> Schéma de ferrailage du radier .....	180
<b>Figure 63.</b> Sollicitations sur les nervures longitudinales .....	181
<b>Figure 64.</b> Sollicitations sur les nervures transversales .....	182
<b>Figure 65.</b> Section à ferrailer.....	183
<b>Figure 66.</b> Ferrailage des nervures sens x-x .....	185
<b>Figure 67.</b> Ferrailage des nervures sens y-y.....	185
<b>Figure 68.</b> Voile périphérique .....	187
<b>Figure 69.</b> Diagramme des contraintes .....	187
<b>Figure 70.</b> Schéma de ferrailage du voile Périphérique.....	190

# TABLE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.</b> Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible .....	24
<b>Tableau 2.</b> Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible .....	24
<b>Tableau 3.</b> Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	25
<b>Tableau 4.</b> Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines. ....	25
<b>Tableau 5.</b> Evaluation des charges dans les balcons. ....	26
<b>Tableau 6.</b> Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	26
<b>Tableau 7.</b> Evaluation des charges sur les escaliers.....	26
<b>Tableau 8.</b> La descente de charge du poteau le plus sollicité .....	30
<b>Tableau 9.</b> Vérification des poteaux à la compression simple. ....	33
<b>Tableau 10.</b> Vérification au flambement des poteaux .....	35
<b>Tableau 11.</b> Vérification de L'effort normal réduit.....	36
<b>Tableau 12.</b> Différentes combinaisons à utiliser .....	40
<b>Tableau 13.</b> Charges revenant aux poutrelles.....	46
<b>Tableau 14 .</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type2). .....	55
<b>Tableau 15.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type 2). .....	55
<b>Tableau 16.</b> Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2). ....	57
<b>Tableau 17.</b> Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2). ....	58
<b>Tableau 18 .</b> Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'ELU.....	58
<b>Tableau 19 .</b> Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'ELS .....	58
<b>Tableau 20.</b> Récapitulation du ferrailage des différents étages :.....	68
<b>Tableau 21.</b> Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.....	69
<b>Tableau 22.</b> Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles. ....	70
<b>Tableau 23.</b> Vérification des états limite de déformation.....	70
<b>Tableau 24.</b> Résultats des calculs.....	77
<b>Tableau 25.</b> Vérification de la flèche.....	80
<b>Tableau 26.</b> Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines .....	82
<b>Tableau 27.</b> Vérification de la flèche.....	85
<b>Tableau 28.</b> Ferrailage de dalle sur 2 appuis .....	87
<b>Tableau 29.</b> Ferrailage de dalle sur 3 appuis .....	93
<b>Tableau 30.</b> Ferrailage des balcons sur 2 appuis .....	96
<b>Tableau 31.</b> Résumé des résultats de ferrailage.....	100

<b>Tableau 32.</b> Résumé des résultats de ferrailage .....	105
<b>Tableau 33.</b> Résumé des résultats de ferrailage .....	109
<b>Tableau 34.</b> Résumé des résultats de ferrailage .....	113
<b>Tableau 35.</b> Résumé des résultats de ferrailage .....	118
<b>Tableau 36.</b> Résumé des résultats de ferrailage .....	121
<b>Tableau 37.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	126
<b>Tableau 38.</b> le spectre de réponse .....	130
<b>Tableau 39.</b> Résumé des résultats de calcul. ....	130
<b>Tableau 40.</b> Résumé des résultats de calcul. ....	133
<b>Tableau 41.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales. ....	134
<b>Tableau 42.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales .....	135
<b>Tableau 43.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base. ....	136
<b>Tableau 44.</b> Vérification des déplacements. ....	137
<b>Tableau 45.</b> Vérification a L'effet $P-\Delta$ .....	139
<b>Tableau 46.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux. ....	142
<b>Tableau 47.</b> Sollicitations dans les poteaux. ....	143
<b>Tableau 48.</b> Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	143
<b>Tableau 49.</b> Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	144
<b>Tableau 50.</b> Justification de l'effort normal ultime. ....	146
<b>Tableau 51.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	148
<b>Tableau 52.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	149
<b>Tableau 53.</b> Les armatures longitudinales dans les poutres. ....	152
<b>Tableau 54.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	153
<b>Tableau 55.</b> Vérification au cisaillement.....	154
<b>Tableau 56.</b> Moments résistants dans les poteaux. ....	155
<b>Tableau 57.</b> Moments résistants dans les poutres.....	155
<b>Tableau 58.</b> Vérification des zones nodales.....	156
<b>Tableau 59.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton. ....	157
<b>Tableau 60.</b> Sollicitation de calcul dans le voile (A) .....	162
<b>Tableau 61.</b> ferrailage des voiles (A et B).....	164
<b>Tableau 62.</b> ferrailage du voile (C).....	166
<b>Tableau 63.</b> ferrailage du voile (E).....	167
<b>Tableau 64.</b> ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur (G, D et F).....	168
<b>Tableau 65.</b> Vérifications aux cisaillements des voiles.....	168
<b>Tableau 66.</b> Résumé des résultats. ....	178
<b>Tableau 67.</b> Résumé des résultats. ....	179
<b>Tableau 68.</b> Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal .....	182
<b>Tableau 69.</b> Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.....	183
<b>Tableau 70.</b> Résumé des résultats. ....	184
<b>Tableau 71.</b> Résumé des résultats. ....	184
<b>Tableau 72.:</b> Ferrailage du voile périphérique.....	188
<b>Tableau 73.</b> Vérification des contraintes dans le voile périphérique .....	190

# NOTATIONS

La signification des notations est la suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**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.

**N** : force de compression en général.

**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

**D** : profondeur d'encastrement de la fondation.

# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation d'ouvrages, de construction et d'infrastructures urbaines, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'Algérie est soumise à de grandes intensités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+10+duplexe à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles-portique) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Notre travail se constitue de six chapitres essentiels :

- description de l'ouvrage
- Pré dimensionnement des éléments ;
- Etude des éléments secondaires ;
- Etude dynamique ;
- Etude des éléments structuraux ;
- Etude des fondations.

L'étude de cet bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR)

# CHAPITRE 1

## DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

### INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### 1.1 Description de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par le cabinet d'architecture S. ZERARI, a fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment à usage d'habitation. Sa structure en R+10 plus duplexe, ayant une forme rectangulaire, classé dans le groupe d'usage 2 selon le RPA99 version 2003, règlement parasismique vigueur en Algérie.

### 1.2 Implantation de l'ouvrage

L'assiette du projet se trouve dans le lieu dit Ireyahen, a la sortie Est le la wilaya de Bejaia. Elle est limitée :

A l'Est, par la route reliant Bejaia à l'aéroport ;

A l'Ouest, par la route nationale 09 (RN09).

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia qui est classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), comme moyenne sismicité ZONE (IIa).

## **1.3 Caractéristiques de l'ouvrage**

### **1.3.1 Caractéristiques géométriques**

- La hauteur du bâtiment : 46.80m.
- Hauteur de RDC : 4.08m.
- Hauteur de chaque étage : 3.06m.
- Longueur de l'ouvrage : 20.65m
- Largeur de l'ouvrage : 19.05

### **1.3.2 Les planchers**

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

### **1.3.3 Les escaliers**

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place, et des escaliers préfabriqués en bois pour le duplex et la soupente.

### **1.3.4 La maçonnerie**

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

### **1.3.5 La terrasse**

Dans notre projet on a deux types de terrasse :

- Terrasse accessible ;
- Terrasse inaccessible.

### **1.3.6 L'acrotère**

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton arme, qui va servir comme garde corps.



## 1.4 Choix du contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article (3.4 A du RPA99/version 2003,) et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

# CHAPITRE 2

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### 2.1 Les planchers

#### 2.1.1 Introduction

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

#### 2.1.2 Les planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B. 6.8.4.2 CBA 93})$$

Avec

$L$  : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{390 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 16 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20 \text{ cm}$

{ 16 cm : l'épaisseur de corps creux  
 { 4 cm : l'épaisseur de la dalle de compression

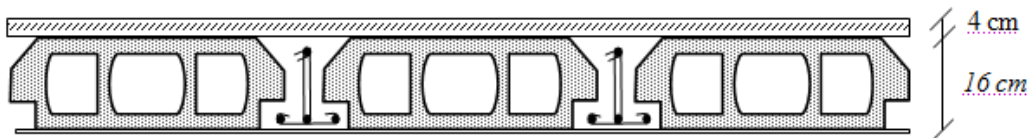


Figure 1. Planchers à corps creux

### 2.1.3 Les poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

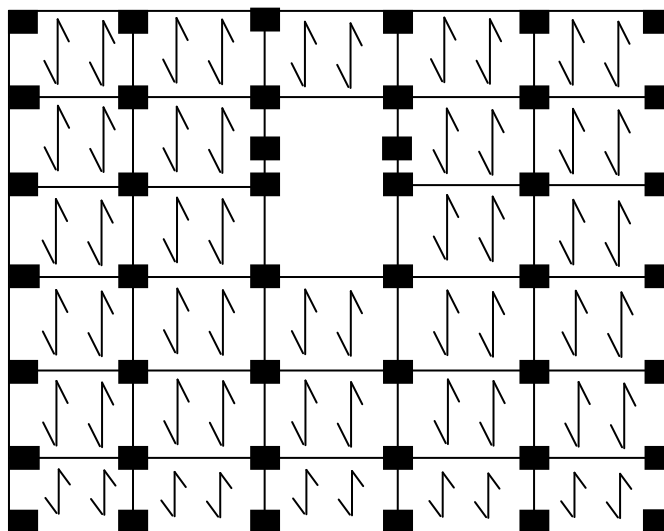


Figure 2. La disposition des poutrelles

- $b$  : la largeur de la table de compression.
- ( $h_o=4\text{cm}$ ) : la hauteur de la dalle de compression.
- ( $b_o=10\text{cm}$ ): la largeur de la poutrelle, elle est déterminée forfaitairement.
- ( $h_t=20\text{cm}$ ) : la hauteur du plancher.

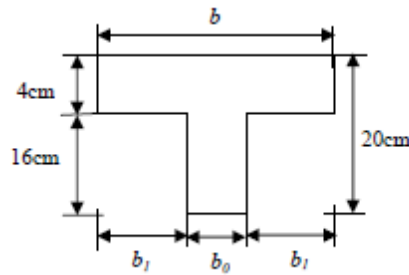


Figure 3. Schémas d'une poutrelle

Détermination de la largeur de la table de compression ;

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

$$b_o = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t = (8 \text{ à } 12)\text{cm}$$

On adopte :  $b_o = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

Avec :

$l_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55\text{cm}$ ).

$l_y$  : représente la distance min entre deux poutres principales.

( $l_y = 210\text{cm}$ )

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{210}{10}\right)$$

On opte:  $b_1 = 20\text{cm}$ .

$$b = 2 \cdot b_1 + b_o$$

$$b = 2 \cdot 20 + 10 = 50\text{cm}$$

Soit :  $b = 50\text{cm}$ .

## 2.1.4 Dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

### 2.1.4.1 Résistance au feu

- $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe feu.
- $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe feu.

On admet que :  $e = 12\text{cm}$

### 2.1.4.2 Isolation phonique

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 14\text{cm}$

### 2.1.4.3 Résistance a la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{l_x}{50} < e < \frac{l_x}{40}$

$l_x$ : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 2 appuis ont une portée égale à :

$$l_x = 1.70\text{m} = 170\text{cm}.$$

On aura donc :

$$\frac{170}{35} < e < \frac{170}{30}$$

Soit :  $4.85 < e < 5.66$

On prend  $e = 5\text{cm}$

$$e \geq \max(5\text{cm}, 12\text{cm}, 14\text{cm}) \Rightarrow e = 14\text{cm}$$

## 2.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

### 2.2.1 Les poutres principales

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

Avec :

$h_t$ : Hauteur de la poutre.

$l$  : Distance maximale entre nus d'appuis ( $l = l_{max} = 3.55$  m)

D'où :

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10}$$

Donc :  $23.6 \leq h_t \leq 35.5$  soit  $h_t = 40$  cm et  $b = 30$  cm

- **Vérification**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

✓  $b \geq 20$  cm..... vérifiée.

✓  $h_t \geq 30$  cm..... vérifiée.

✓  $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{40}{30}\right) = 1,33 \leq 4$  .....vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

### 2.2.2 Les poutres secondaires

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

$$\text{D'où : } \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \text{ Donc } 24 \leq h_t \leq 36$$

Soit :

$$\begin{cases} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) comme suite :

- ✓  $b \geq 20\text{cm}$ ..... vérifiée.
- ✓  $h_t \geq 30\text{cm}$ ..... vérifiée.
- ✓  $\left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{35}{30}\right) = 1.16 \leq 4$ .....vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$h = 35 \text{ cm} ;$$

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

## 2.3 Les voiles

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- *Les charges verticales* : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- *Les actions horizontales* : effet de séisme.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile  $e_{\min}$  est de  $15\text{cm}$

$$e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{22}\right)$$

On a:

$$h_e = 2,86 \text{ m} \quad \text{Pour étage courant.}$$

$$h_e = 3.88\text{m} \quad \text{Pour R.D.C.}$$

D'où :

$$e \geq \frac{388}{22} = 17.63\text{cm}. \quad (\text{RDC}).$$

$$e \geq \frac{286}{22} = 13\text{cm} \quad (\text{Étages courants}).$$

On adopte : l'épaisseur des voiles  $e = 20\text{cm}$

- **Vérification**

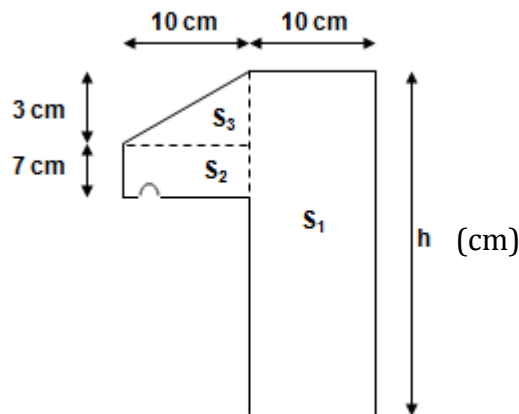
Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$l_{\min} \geq 4.e \text{ D'ou } l_{\min} \geq 80\text{cm}$$

Soit :  $L = 100\text{cm} = 1\text{m}$

## 2.4 L'acrotère:

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.



**Figure 4.** Dimension de l'acrotère

$h=60\text{cm}$  pour l'acrotère de la terrasse inaccessible.

$h=120\text{cm}$  pour l'acrotère de la terrasse accessible.

**Remarque :** on va étudier juste l'acrotère de la terrasse inaccessible.

- Surface de l'acrotère est :

$$s_{ac} = s_1 + s_2 + s_3 = (60 * 10) + (7 * 10) + 0.5(10 * 3)$$

$$s_{ac} = 685\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$$

- Le volume de l'acrotère par mètre linéaire est :

$$v_{ac} = s_{ac} * 1\text{m} = 0.0685\text{m}^2 * 1\text{m} = 0.0685\text{m}^3$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = \gamma * v_{ac} = 25 * 0.0685 = 1.712\text{KN/ml}$$

- Le poids propre d'enduit de ciment de 2cm d'épaisseur :

$$G_c = 20 * 0.02 = 0.4\text{KN/ml}$$

- Le poids propre totale de l'acrotère est de :



$$- G_{ac} = G + G_c = 1.712 + 0.4 = 2.11 \text{KN/ml}$$

## 2.5 Les escaliers

Se sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment.

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches. Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, hôpital.....etc.).

Dans notre bâtiment on a différents types d'escaliers :

1. Au niveau de la soupenne et premier, deuxième niveau de duplexe on a des escaliers en bois
2. Au niveau de réez de chaussé on a Escalier en béton armé à trois volés avec deux paliers de repos avec des marches de 30cm et contre marche de 17cm.

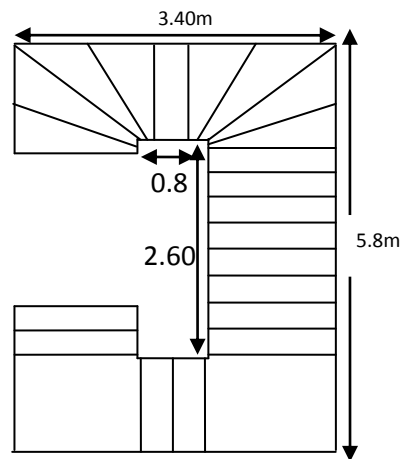


Figure 5 .schémas des escaliers de RDC

3. Dans les autres étages on a des escaliers balancés.

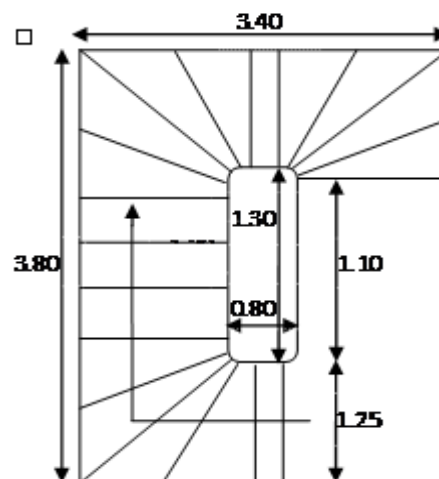


Figure 6 .schémas des escaliers balancés

## 2.6 Evaluation des charges et surcharges

### 2.6.1 Plancher a terrasse inaccessible

Tableau 1. Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.065	1.43

- La charge permanente totale est estimée à :  $G_{\text{terrinnacc}} = 5.56 \text{KN} / \text{m}^2$ .
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation est due au personnel d'entretien  $Q_{\text{terrinnacc}} = 1.0 \text{KN} / \text{m}^2$ .....DTR B.C.2.2.

### 2.6.2 Terrasse accessible

Tableau 2. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Forme de pente	0.065	1.50
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

- La charge permanente totale qu'on obtient est  $G_{\text{terr}} = 5.47 \text{KN} / \text{m}^2$ .

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à  $Q_{\text{terr}} = 1.5 \text{KN/m}^2$ .

### 2.6.3 Plancher étage courant

**Tableau 3.** Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

- La charge permanente totale :  $G_{\text{étage}} = 5.20 \text{KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à  $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$ .

### 2.6.4 Dalle pleine

**Tableau 4.** Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.140	3.50
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.54
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{\text{dalle}} = 5.15 \text{KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à  $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à  $Q = 5 \text{KN/m}^2$ .

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à  $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$ .

### 2.6.5 Les balcons

Tableau 5. Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.120	3.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{\text{balcon}} = 4.50 \text{KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à  $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$ .

### 2.6.6 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Tableau 6. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{\text{mur}} = 2.62 \text{KN/m}^2$ .

### 2.6.7 Les escaliers

Tableau 7. Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	Paliers (KN/m <sup>2</sup> )	Volées (KN/m <sup>2</sup> )
--------------------------	------------------------------	-----------------------------

Poids de la dalle	3.50	3.50
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
carrelage	0.44	0.44
Garde corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

$$G_{palier} = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{paillasse} = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

### 2.6.8 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

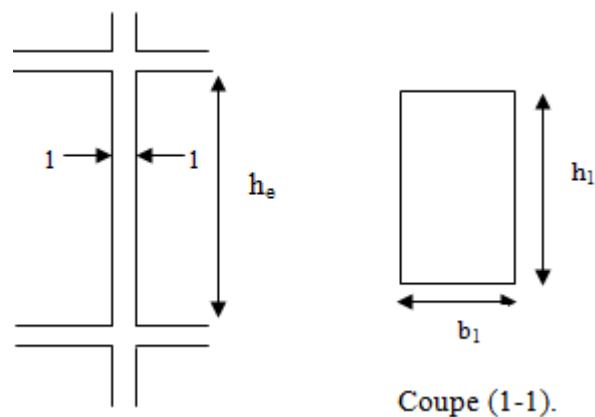


Figure 7. Hauteur libre d'étage

On fixera les dimensions des poteaux, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus. Les dimensions des poteaux supposées :

- R.D.C, 1<sup>er</sup> étage : poteaux (50,50)  $\text{cm}^2$ .
- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage : poteaux (45,50)  $\text{cm}^2$

- 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage: poteaux (45, 45) cm<sup>2</sup>.
- 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage : poteaux (40,45) cm<sup>2</sup>.
- 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage: poteaux (40,40) cm<sup>2</sup>
- 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage, duplex: poteaux (35,40) cm<sup>2</sup>
- 12<sup>ème</sup> étage, terrasse accessible : poteaux (30,35) cm<sup>2</sup>

## 2.7 Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

### 2.7.1 Surface afférente

$$S_{af} = (1.775 + 1.70) * (1.575 + 1.625)$$

$$S_{af} = 11.12m^2$$

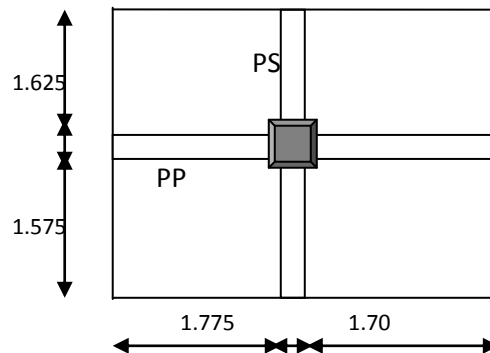


Figure 9. La surface afférente

### 2.7.2 Les charges et surcharges

- Planchers terrasse inaccessible

$$G = 11.12 * 5.56 = 61.827KN$$

$$Q = 11.12 * 1 = 11.12KN$$

- Planchers terrasse accessible

$$G = 0.75 * 11.12 * 5.47 + 0.25 * 11.12 * 5.15 = 59.936KN$$

$$Q = 11.12 * 1.5 = 16.68KN$$

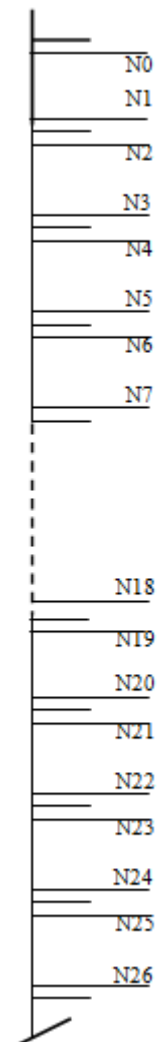


Figure 8. Schéma statique de la descente de charge

## ➤ Etages courants

$$G = 11.12 * 5.20 = 57.824KN$$

$$Q = 11.12 * 1.5 = 16.680KN$$

## ➤ Les poutres

$$G_{PP} = (0.3 * 0.35) * (1.70 + 1.775) * 25 = 9.12KN$$

$$G_{PS} = (0.3 * 0.3) * (1.575 + 1.625) * 25 = 7.2KN$$

$$G = G_{PS} + G_{PP} = 9.12 + 7.2 = 16.32KN$$

## ➤ Poids des poteaux

$$\text{Poteaux } (50,50) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 19.125 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (45,50) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 17.212 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (45, 45) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 15.491 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (40,45) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 13.77 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (40,40) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 12.24 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (35,40) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 10.71 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (30,35) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 8.03 \text{ KN}$$

### 2.7.3 La loi de dégression

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Enoncé de la loi de dégression :

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales  $Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{12} = Q$  (Étages à usage d'habitation), et soit  $Q_0, Q_1$  sont respectivement la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible, et la terrasse accessible.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Sous la terrasse inaccessible:  $Q_0$

Sous le 1<sup>er</sup> étage à partir du sommet :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 2<sup>eme</sup> étage:  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2$

Sous le 3<sup>eme</sup> étage :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3$

Sous le 4<sup>eme</sup> étage :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4$

Sous le 5<sup>eme</sup> étage :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4 + 0.6 \times Q_5$

Sous le 6<sup>eme</sup> étage :  $Q_0 + Q_1 + 0.9 \times Q_2 + 0.8 \times Q_3 + 0.7 \times Q_4 + 0.6 \times Q_5 + 0.5 \times Q_6$

A partir du 6<sup>eme</sup> étage on aura toujours :

Etage7 : surcharge étage 6 +  $0.5 \times \sum Q$  ..... **DTR B.C 2.2 (6.3)**

Les résultats de la descente des charges pour le poteau le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 8.**La descente de charge du poteau le plus sollicité

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poutre (pp+ps)	61.827 16.32 $\Sigma=78.148$	11.12
N2	G venant de N1 Poteau (30*35)	78.148 8.03 $\Sigma=86.18$	11.12
N3	G venant de N2 Plancher T- accessible Poutre (pp+ps)	86.18 59.936 16.32 $\Sigma=162.436$	11.12+16.68 $\Sigma=27.8$
N4	G venant de N3 Poteau (35*40)	162.436 10.71 $\Sigma=173.146$	27.8
N5	G venant de N4  Plancher courant Poutre (pp+ps)	173.146 57.824 16.32 $\Sigma=247.29$	42.812
N6	G venant de N5 Poteau (35*40)	247.29 10.71 $\Sigma=258$	42.812
N7	G venant de N6 Plancher courant Poutre (pp+ps)	258 57.824 16.32 $\Sigma=332.144$	56.156
N8	G venant de N7 Poteau (40*40)	332.144 12.24	



		$\Sigma=344.384$	56.156
N9	G venant de N8 Plancher courant Poutre (pp+ps)	344.384 57.824 16.32 $\Sigma=418.528$	67.832
N10	G venant de N9 Poteau (40*40)	418.528 12.24 $\Sigma=430.768$	67.832
N11	G venant de N10 Plancher courant Poutre (pp+ps)	430.768 57.824 16.32 $\Sigma=504.912$	77.84
N12	G venant de N11 Poteau (40*45)	504.912 13.77 $\Sigma=518.682$	77.84
N13	G venant de N12 Plancher courant Poutre (pp+ps)	518.682 57.824 16.32 $\Sigma=592.826$	86.18
N14	G venant de N13 Poteau (40*45)	592.826 13.77 $\Sigma=606.596$	86.18
N15	G venant de N14 Plancher courant Poutre (pp+ps)	606.596 57.824 16.32 $\Sigma=680.740$	94.52
N16	G venant de N15 Poteau (45*45)	680.740 15.491 $\Sigma=696.231$	94.52
N17	G venant de N16 Plancher courant Poutre (pp+ps)	696.231 57.824 16.32 $\Sigma=770.375$	102.86

N18	G venant de N17 Poteau (45*45)	770.375 15.491 $\Sigma=785.866$	102.86
N19	G venant de N18 Plancher courant Poutre (pp+ps)	785.866 57.824 16.32 $\Sigma=860.01$	111.2
N20	G venant de N19 Poteau (45*50)	860.01 17.212 $\Sigma=877.222$	111.2
N21	G venant de N20 Plancher courant Poutre (pp+ps)	877.222 57.824 16.32 $\Sigma=951.366$	119.54
N22	G venant de N21 Poteau (45*50)	951.366 17.212 $\Sigma=968.578$	119.54
N23	G venant de N22 Plancher courant Poutre (pp+ps)	968.578 57.824 16.32 $\Sigma=1042.722$	127.88
N24	G venant de N23 Poteau (50*50)	1042.722 19.125 $\Sigma=1061.847$	127.88
N25	G venant de N24 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1061.847 57.824 16.32 $\Sigma=1135.991$	136.22
N26	G venant de N25 Poteau (50*50)	1135.991 19.125 $\Sigma=1155.116$	136.22
TOTAL		1155.116	136.22

A la base :

**G = 1155.116 KN et Q = 136.22 KN.**

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  à **10%**, telle que :

$$N_u = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q)$$

$$N_u = 1.1 * (1.35 * 1155.116 + 1.5 * 136.22)$$

$$N_u = 1940.11 \text{ KN}$$

**Remarque :**

D'après le RPA99 / version 2003 (art 7.4.1), il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et ceux de rive, des sections identiques à celles des poteaux centraux, et cela pour une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

## 2.8 Vérification

### 2.8.1 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1940.11 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.129 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$

$$B = 0.25 \geq 0.129 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux

**Tableau 9.** Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B > B_{\text{calculée}}$		observation
			B (m <sup>2</sup> )	B calculée (m <sup>2</sup> )	
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	1940.11	50*50	0.25	0.129	vérifiée
<b>2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup></b>	1635.57	45*50	0.225	0.109	vérifiée
<b>4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup></b>	1336.73	45*45	0.2025	0.089	vérifiée
<b>6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup></b>	1042.99	40*45	0.18	0.069	vérifiée
<b>8<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup></b>	751.613	40*40	0.16	0.05	vérifiée

<b>10<sup>eme</sup>et 11<sup>eme</sup></b>	453.769	35*40	0.14	0.03	vérifiée
<b>12<sup>eme</sup></b>	146.325	30*35	0.105	0.009	vérifiée

## 2.8.2 Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$B_r$ : 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  $\lambda$ .

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

On calcule l'élancement.  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$L_f$ : Longueur de flambement.

$L_0$ : Longueur du poteau.

$i$ : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$ : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

- **Vérification du poteau RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.88 = 2.716m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.208 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{5.208 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.716}{0.144} = 18.861 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.861}{35}\right)^2} = 0.803$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{1940.11 \times 10^{-3}}{0.803 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.109 m^2$$

$B_r$  : La section réduite

$$B_r = (50 - 2.5) \times (50 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.225 m^2 > 0.109 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

⇒ Donc le poteau ne risque pas de flambé

Le tableau si dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux.

**Tableau 10.** Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_r > B_{r \text{ cal}}$		observation
			$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_{r \text{ cal}}$ (m <sup>2</sup> )	
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	1940.11	50*50	0.225	0.109	vérifiée
<b>2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup></b>	1635.57	45*50	0.201	0.092	vérifiée
<b>4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup></b>	1336.73	45*45	0.180	0.075	vérifiée
<b>6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup></b>	1042.99	40*45	0.159	0.059	vérifiée
<b>8<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup></b>	751.613	40*40	0.140	0.042	vérifiée
<b>10<sup>eme</sup> et 11<sup>eme</sup></b>	453.769	35*40	0.121	0.025	vérifiée
<b>12<sup>eme</sup></b>	146.325	30*35	0.089	0.008	vérifiée

• **Condition de RPA 99**

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

⇒ Les trois conditions sont vérifiées.

### 2.8.3 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Art ( 7.4.3.1)}$$

Avec :

$N$  ; L'effort normal maximal.

$B$  ; Section du poteau.

$f_{c28}$  ; Résistance caractéristique à la compression.

Le tableau si dessous résume les vérifications de l'effort normal réduit.

**Tableau 11.** Vérification de L'effort normal réduit

Niveau	$B$ (cm)	$N$ (KN)	$N_{rd}$	Remarque
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	50 × 50	1940.11	0.31	Non vérifiée
<b>2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup></b>	45 × 50	1635.57	0.29	C'est vérifié
<b>4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup></b>	45 × 45	1336.73	0.26	C'est vérifié
<b>6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup></b>	40 × 45	1042.99	0.23	C'est vérifié
<b>8<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup></b>	40 × 40	751.613	0.18	C'est vérifié
<b>10<sup>eme</sup> et 11<sup>eme</sup></b>	35 × 40	453.769	0.129	C'est vérifié
<b>12<sup>eme</sup></b>	30 × 35	146.325	0.05	C'est vérifié

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit n'est pas vérifié au niveau de réez de chaussé, alors il faut augmenter les sections des poteaux dans se niveau

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B \geq \frac{N}{0.3 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq 0.258m^2$$

Pour une section de (50 × 55):

$$B = 0.275 > 0.258 \Rightarrow \text{L'effort normal réduit est vérifié}$$

## 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 éléments les sections suivantes:

- Poutres principales ..... (40,30) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires..... (35,30) cm<sup>2</sup>.
- R.D.C, 1<sup>er</sup> étage ..... poteaux (50,55) cm<sup>2</sup>.
- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage..... poteaux (45,50) cm<sup>2</sup>
- 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage..... poteaux (45, 45) cm<sup>2</sup>.
- 6<sup>ème</sup> ,7<sup>ème</sup> étage.....poteaux (40,45) cm<sup>2</sup>.
- 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage.....poteaux (40,40) cm<sup>2</sup>.
- 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage, duplex.....poteaux (35,40) cm<sup>2</sup>.
- 12<sup>ème</sup> étage, terrasse accessible..... poteaux (30,35) cm<sup>2</sup>.

# CHAPITRE 3

## ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

### INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne rentrent pas dans le contreventement; ni au moins leur calcul doit se faire suivants les recommandations préconisé pas les différents règlements en vigueur.

### 3.1 Etude de l'acrotère

#### 3.1.1 Hypothèse de calcul

- 1 Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2 Type de fissuration est préjudiciable.
- 3 Le calcul se fait à la flexion composée.

#### 3.1.2 -Evaluation des charges et surcharges

Poids propre total de l'acrotère:  $G = 2.11 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de  $F_p = 4 A C_p W_p$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usage appropriés.



Pour notre cas :

- zone IIa ;
  - groupe 2.
- $\Rightarrow A = 0.15$

$C_p$  : Facteur de la force horizontale variant entre (0.3 et 0.8)..... **(Tableau 6.1 du RPA99)**

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

$C_p = 0.8$  (Élément en consol).

$C$  KN/m

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 = 1.01 \text{ KN}$$

**N.B :** La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### 3.1.3 Calcul des sollicitations

#### 3.1.3.1 Calcul du centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

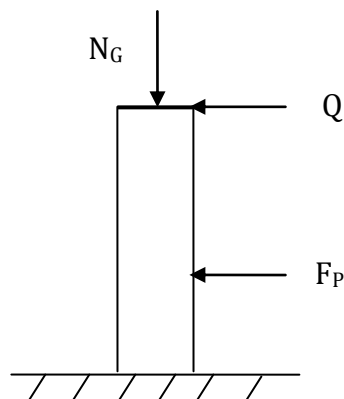


Figure 10. Schéma statique de l'acrotère

### 3.1.3.2 Moments engendrés par les efforts normaux

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre  $N_G = 2.11\text{KN}$

Un effort normal dû à la surcharge  $N_Q = 0\text{ KN}$

Un effort dû à l'action sismique  $N_F = 0\text{ KN}$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

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

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6\text{KNm}$$

$$M_F = F_P \times Y_G = 1.01 \times 0.33 = 0.33\text{KNm}$$

**Tableau12.** Différentes combinaisons à utiliser

	<b>RPA 99</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Sollicitation</b>	<b>G + Q + E</b>	<b>1.35G + 1.5 Q</b>	<b>G + Q</b>
<b>N (KN)</b>	2.11	2.84	2.11
<b>M (KN .m)</b>	0.93	0.9	0.6

### 3.1.4 Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.84} = 0.32\text{m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimé  $\Rightarrow$  le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Avec :

$e_1$  : Excentricité structurale = 0.32m.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}$$

D'où :  $e_2 = 0.32 + 0.02 = 0.34\text{m}$

Calcul a la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due a la déformation.

$$e_3 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2$  m

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10$  cm

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

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

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max \left( 15, \frac{20e_1}{h_0} \right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max \left( 15, \frac{20 \times 0.32}{0.1} \right) = 64$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité  $e_2$

$$e_3 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009 \text{ m}$$

$$e = e_3 + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$Nu = 2.84 \text{ KN}$$

$$Mu = Nu \times e = 2,84 \times 0.35 = 0.994 \text{ KN.m}$$

### 3.1.5 Ferrailage

#### a) A L'ELU

$$h_0 = 10 \text{ cm}; \quad d = 8 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

**Position du centre de pression**

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.35m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

$N$  : Effort de compression et  $c$  en dehors de la section  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée (*spc*).

$\Rightarrow$  Calcul par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Tel que :

$M_{uG}$  et  $N_u$  : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

$M_{ua}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{ua} = 0.994 + 2.84 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots (\text{FeE400})$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4T8 = A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

### 3.1.5.1 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### 3.1.5.2 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 T6 = 1.12 cm<sup>2</sup>

### 3.1.5.3 L'espacement

1) Armature principale :

$$s_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } s_t = 30 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition :

$$s_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } s_t = 20 \text{ cm}$$

### 3.1.5.4 Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \tau_{u(adm)}$$

$$v_u = F_p + Q = 2.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.01 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.251 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u(adm)} < \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_{u(adm)} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{u(adm)} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

### 3.1.5.5 Vérification de l'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 * d * \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * 3.14 * 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.01 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 100.48 * 10^{-3}} = 0.277 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

$\psi = 1.5$  Pour les HA.

$$\tau_s < \overline{\tau_s} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

**b) A l'ELS**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- 1 Contrainte limite de l'acier ;
- 2 Contrainte limite du béton.

D'après le BAEL91, la vérification se fait de la façon suivante :

**3.1.5.6 Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.11} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.314m$$

$$e_G > d = 0.08m \Rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = d - e_G = 0.08 - 0.314 = -0.234m$$

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

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Telle que ;

$$p = -3 \times (C)^2 - (d' - C) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b}$$

$$q = -2 \times (C)^3 - (d' - C)^2 \times \frac{6 \times n \times A'}{b_0} - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b_0}$$

$A' = 0 \Rightarrow$  Les expressions p et q deviennent :

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}$$

Application numérique :

$$p = -3 \times (-0.234)^2 + \frac{(0.08 + 0.234) \times 6 \times 15 \times 2.01}{1} = 56.6383m^2$$

$$q = -2 \times (-0.234)^3 - (0.08 + 0.234)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01}{1} = -17.8103m^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-17.8103)^2 + \frac{4 \times (56.6383)^3}{27} = 27234.21m^6$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (165.027 + 17.8103) = 91.41m^3$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} = 4.50m$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 4.50 - \frac{56.6383}{3 \times 4.50} = 0.3045m$$

$y_c$  : Distance de l'axe neutre au centre de pression C. comptée positivement avec un effort normal  $N_{ser}$  de compression. Négativement en traction.

$$y_{ser} = y_c + c = 0.3045 - 0.234 = 0.0705m$$

$y_{ser}$  : Distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

### 3.1.5.7 Calcul des contraintes

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = \frac{1 \times (0.0705)^3}{3} + 15 \times (2.01 \times (0.08 - 0.0705)^2) = 2.8378 \times 10^{-3} m^4$$

$$K = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} = \frac{2.11 \times 0.304}{2.8378} = 0.2260 MN / m^3$$

K : coefficient angulaire des contraintes.

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 0.2260 \times 0.0705 = 0.0159 MPa \rightarrow \text{Béton.}$$

$$\sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 0.2260 \times (0.08 - 0.0705) = 0.0322 MPa \rightarrow \text{Acier.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Fissuration nuisible  $\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta) \rightarrow$  Tel que : (n = 1.6 : H.A.)

$$= \min(\frac{2}{3} \times 400, 150 \times 1.6)$$

$$= \min(266.67; 240) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 MPa .$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{vérifié.}$$

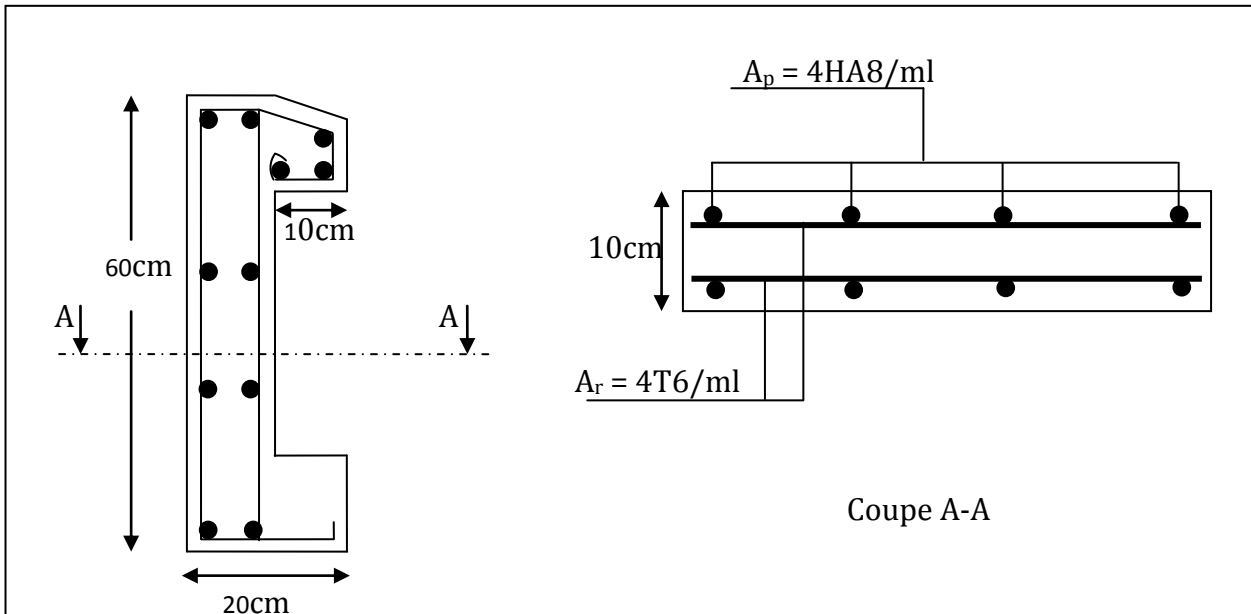


Figure 11. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## 3.2 Étude du plancher

### 3.2.1 Calcul des charges revenant aux poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible** :  $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.56 + 1.5 \times 1) = 9 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = q_u \times b = 9 \times 0.5 = 4.50 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = (5.56 + 1) = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = q_s \times b = 6.56 \times 0.5 = 3.28 \text{ KN/ml}$$

Tableau 13. Charges revenant aux poutrelles.

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)
<b>Terrasse inaccessible</b>	5.56	1.0	9.00	4.50	6.56	3.28
<b>Terrasse accessible</b>	5.47	1.5	9.634	4.817	6.97	3.485
<b>Etages courants</b>	5.20	1.5	9.27	4.635	6.70	3.35

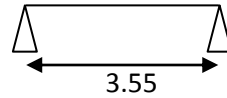


### 3.2.2 Différents types de poutrelles

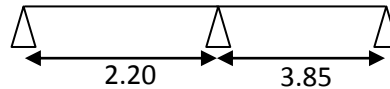
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

a) **Plancher étage courant** : on a six types de poutrelles ;

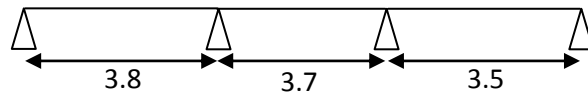
**Type 1** : poutrelle isostatique sur 02 appuis, une seul travée



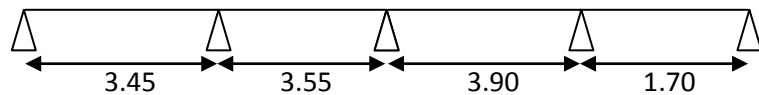
**Type 2** : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées



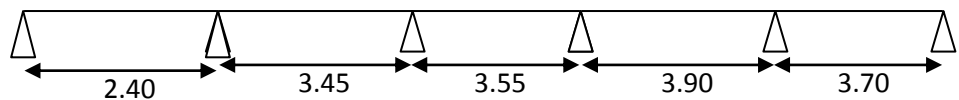
**Type 3** : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées



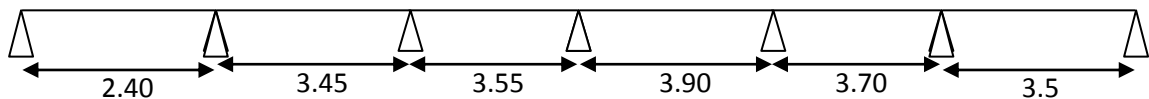
**Type 4** : poutrelle sur 5 appuis a 4 travées



**Type 5** : poutrelle sur 6 appuis a 5 travées

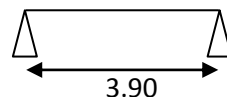


**Type 6** : poutrelle sur 7 appuis a 6 travées

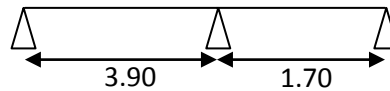


b) **Plancher terrasse accessible** : on a quatre types de poutrelles

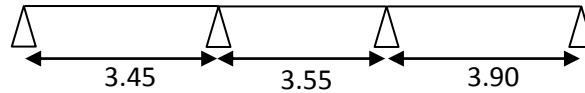
**Type 1** : poutrelle isostatique sur 02 appuis, une seul travée



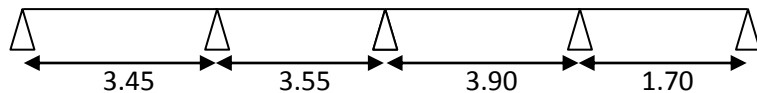
**Type 2** : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées



**Type 3 :** poutrelle sur 4 appuis a 3 travées

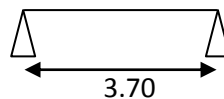


**Type 4 :** poutrelle sur 5 appuis a 4 travées

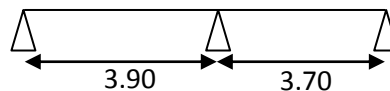


**c) Plancher terrasse inaccessible :** on a deux types de poutrelles

**Type 1 :** poutrelle isostatique sur 02 appuis, une seul travée



**Type 2 :** poutrelle sur 3 appuis a 2 travées



### 3.2.3 Méthodes de calculs

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

#### 3.2.3.1 Méthode forfaitaire

- **Conditions d'application :**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ( $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ ).

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :** il faut que :
  - ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
  - ✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
  - ✓ Que le rapport :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

✓ La fissuration est peu nuisible.

• **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge **q** ;

Et Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  avec  $\alpha$  : Coefficient traduit l'importance de  $\frac{Q}{Q+G}$

• **Moment sur appuis :**

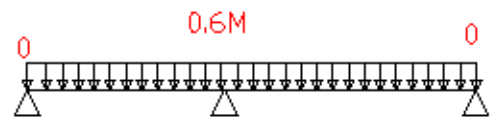
- Sur les Appuis de rive les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à :

$$(- 0,15 \times M_0).$$

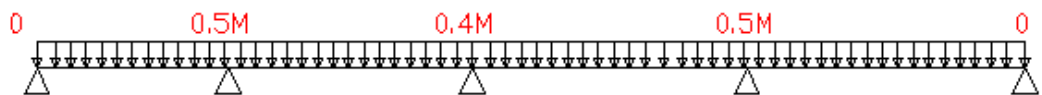
• **Appuis intermédiaires :**

• **Poutres à deux travées :**

Les moments sont de l'ordre de  $(-0.6 \times M_0)$



• **Poutres à plus de deux travées :**



Ces moment sont de l'ordre de :  $(- 0.5 \times M_0)$  : Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$  : Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que ;

$M_0$  : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

• **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{sur une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots \text{sur une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$M_i$  : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que  $M_0$  : Moment isostatique de la travée considérée.

- **Evaluation des efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ❖ **15 %** s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ❖ **10 %** s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité :  $V_u = V_{u0}$  (isostatique) +  $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

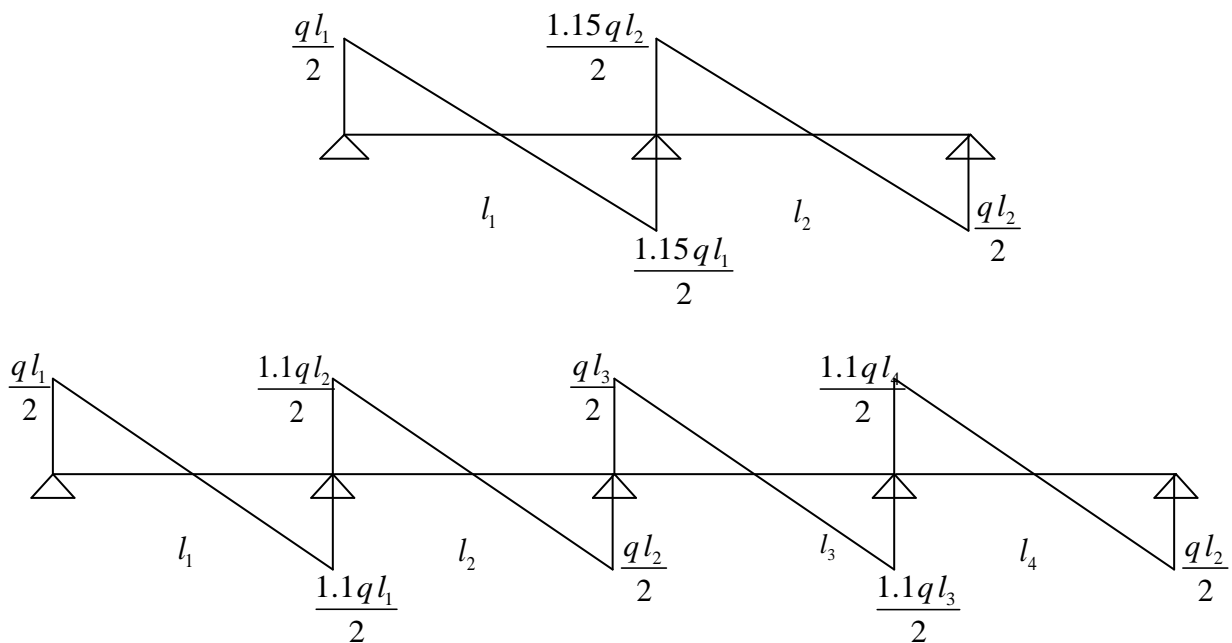


Figure 12. Evaluation des efforts tranchants.

### 3.2.3.2 Méthode de CAQUOT

- **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- **Moment en appuis :**

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

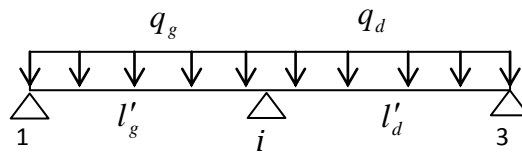


Figure 13. Schémas des charges et des longueurs fictives

Tel que :  $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q \times X}{2} \times (L - X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

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

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

$$\Rightarrow X = \frac{q}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(X)$$

- **L'effort tranchant :**

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

### 3.2.4 Calcul des sollicitations des poutrelles

▪ **Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1) Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2 \times G; 5)KN / m^2$ .

\* **Plancher terrasse inaccessible :**  $G = 5.56KN / m^2$

$Q = 1.00KN / m^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 5.56; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

\* **Plancher terrasse accessible :**  $G = 5.47KN / m^2$

$Q = 1.5KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.47; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

\* **Plancher étage courant :**  $G = 5.2KN / m^2$

$Q = 1.5KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.2; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

2) Fissuration peu nuisible

3) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

4) Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

➤ Plancher terrasse inaccessible

Type 2 :  $0.8 \leq \frac{3.90}{3.70} = 1.05 \leq 1.25 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

➤ Plancher terrasse accessible :

Type3..... Vérifiée.

Type 2 et 4.....Condition(4) n'est pas vérifiée

➤ Plancher étage courant :

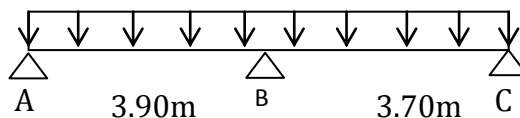
Type3..... Vérifiée.

Type (2, 4,5et 6) ..... Condition(4) n'est pas vérifiée

#### 3.2.4.1 Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible (type2)

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

○ **Moments isostatiques**



**A l'ELU**

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.5 \times 3.90^2}{8} = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 7.70 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS**

$$\text{Travée A-B : } M_0 = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 5.61 \text{ KN.m}$$

○ **Moments sur les appuis**▪ **Appuis de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

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

▪ **Appuis intermédiaires****A l'LEU**

$$M_B = -0.6 \times M_{AB}^0 = -0.6 \times 8.55 = -5.13 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS**

$$M_B = -0.6 \times M_{AB}^0 = -0.6 \times 6.23 = -3.73 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.56} = 0.152$$

$$\alpha = 0,152 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,045. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,245. \end{cases}$$

**A l'ELU**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

**Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 8.55 - \frac{5.13}{2} = 6.41 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée B-C**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 7.70 - \frac{5.13}{2} = 5.52 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 4.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**A l'ELS****Travée A-B**

$$\begin{cases} M_t \geq 4.67 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 3.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée B-C**

$$\begin{cases} M_t \geq 4.02 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 3.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les efforts tranchants :**

**A l'ELU****Travée A-B**

$$V_A = \frac{4.50 \times 3.90}{2} = 8.77 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -10.09 \text{ KN}$$

**Travée B-C**

$$V_B = 1.15 \times \frac{4.50 \times 3.70}{2} = 9.57 \text{ KN}$$

$$V_C = -8.32 \text{ KN}$$

**A l'ELS****Travée A-B**

$$V_A = \frac{3.28 \times 3.90}{2} = 6.39 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -7.35 \text{ KN}$$



**Travée B-C :**

$$V_B = 1.15 \times \frac{3.28 \times 3.70}{2} = 6.97 \text{ KN}$$

$$V_C = -6.06 \text{ KN}$$

**Tableau 14** .Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type2).

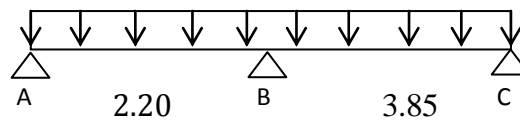
Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.90	4.50	8.55	0.00	-5.13	5.32	8.77	-10.09
B-C	3.70	4.50	7.70	-5.13	0.00	4.79	9.57	-8.32

**Tableau15**.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (Type 2).

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.90	3.28	6.23	0.00	-3.73	3.87	6.39	-7.35
B-C	3.70	3.28	5.61	-3.73	0.00	3.49	6.97	-6.06

**3.2.4.2 Poutrelle du Plancher a étage courant (type 2)**

Etant donné que la 4<sup>eme</sup> condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de CAQUOT; basée sur la théorie générale des poutres continues avec modification de coefficient numérique, en plus de l'utilisation des longueurs fictives.



$$\frac{2.2}{3.85} = 0.57 < 0.8 \dots \dots \dots \text{condition}(4)$$

▪ **Les sollicitations de la poutrelle**

$$P_u = 4.635 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 3.35 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$l'_g = l_g = 2.20 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 3.85 \text{ m}$$

▪ **Moments sur appuis**

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = ?$$

**A l'ÉLU**

$$M_B = -\frac{4.635(2.20^3 + 3.85^3)}{8.5(2.20 + 3.85)} = -6.10 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS**

$$M_B = -\frac{3.35(2.20^3 + 3.85^3)}{8.5(2.20 + 3.85)} = -4.41 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments isostatiques**

**A l'ÉLU**

$$M_{0AB} = \frac{P_U \times L_{AB}^2}{8} = 2.8 \text{ KN m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_U \times L_{BC}^2}{8} = 8.58 \text{ KN m}$$

**A l'ELS**

$$M_{0AB} = \frac{P_S \times L_{AB}^2}{8} = 2.02 \text{ KN m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_S \times L_{BC}^2}{8} = 6.20 \text{ KN m}$$

▪ **Moments en travées**

$$M_T = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2} \quad (M_g, M_d ; \text{ pris avec leurs signes})$$

**A l'ÉLU**

**Travée A-B**

$$M_T = 2.8 - \frac{6.10}{2} = -0.25 \text{ KN m}$$

**Travée B-C**

$$M_T = 8.58 - \frac{6.10}{2} = 5.53 \text{KN m}$$

**A l'ELS**

**Travée A-B**

$$M_T = 2.02 - \frac{4.41}{2} = -0.18 \text{KN m}$$

**Travée B-C**

$$M_T = 6.20 - \frac{4.41}{2} = 3.99 \text{KN m}$$

▪ **Efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_g = \frac{M_g + M_d}{L} - \frac{P_U \times L}{2} \\ V_d = V_g + P_U \times L \end{cases}$$

**A l'ELU**

**Travée A-B**

$$\begin{cases} V_A = \frac{0 - 6.10}{2.20} - \frac{4.635 \times 2.20}{2} = -7.87 \text{KN} \\ V_B = -7.87 + 4.635 \times 2.20 = 2.32 \text{KN} \end{cases}$$

**Travée B-C**

$$\begin{cases} V_B = -10.5 \text{KN} \\ V_C = 7.34 \text{KN} \end{cases}$$

**A l'ELS**

**Travée A-B**

$$\begin{cases} V_A = -5.68 \text{KN} \\ V_B = 1.69 \text{KN} \end{cases}$$

**Travée B-C**

$$\begin{cases} V_B = -7.59 \text{KN} \\ V_C = 5.30 \text{KN} \end{cases}$$

**Tableau16.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2).

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	2.20	4.635	2.8	0	6.10	-0.25	-7.87	2.32
B-C	3.85	4.635	8.58	6.10	0	5.53	-10.5	7.34

**Tableau 17.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2).

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	2.20	3.35	2.02	0	4.41	-0.18	-5.68	1.69
B-C	3.85	3.35	6.20	4.41	0	3.99	-7.59	5.30

**Tableau 18.** Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'ELU

Type de poutrelle		M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>a max</sub> (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN)
<b>Etage courant</b>	Type 01	7.79	-1.1	8.23
	Type 02	5.807	-6.103	10.508
	Type 03	7.20	-4.406	-9.942
	Type 04	4.402	-5.546	-9.603
	Type 05	5.023	-6.478	10.326
	Type 06	5.586	-6.646	10.649
<b>Plancher terrasse accessible</b>	Type 01	9.158	-1.373	9.393
	Type 02	6.197	-6.5	-11.06
	Type 03	7.481	-4.579	10.322
	Type 04	5.22	-6.733	10.731
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	Type 01	7.706	-1.155	8.331
	Type 02	6.421	-5.137	-10.098

**Tableau 19.** Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles à l'ELS

Type de poutrelle		M <sub>t max</sub> (KN.m)	M <sub>a max</sub> (KN.m)
<b>Etage courant</b>	Type 01	4.699	-0.70
	Type 02	4.197	-4.411
	Type 03	5.203	-3.185
	Type 04	3.182	-4.008
	Type 05	3.631	-4.682

	Type 06	4.037	-4.804
<b>Plancher terrasse accessible</b>	Type 01	6.626	-0.993
	Type 02	4.483	-4.703
	Type 03	5.413	-3.313
	Type 04	3.777	-4.871
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	Type 01	5.613	-0.841
	Type 02	4.677	-3.74

### 3.2.5 Ferrailage des poutrelles

#### 3.2.5.1 Les poutrelles dans la terrasse accessible

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

##### a. En travées

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU :

$$M_t = 9.158 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -6.733 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.15 \times 9.158 = 1.373 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 11.06 \text{ KN}$$

##### ▪ Calcul de $M_{Tu}$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.5 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0454 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.0454 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 9.158 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} > M_t^{\text{max}} \Rightarrow \text{La table de compression n'est pas entièrement comprimée}$$

donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

##### ▪ Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{9.158 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.5 \times 0.18^2} = 0.0398 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A} \quad \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a

$$\mu_l = 0.3916$$

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

▪ **Calcul de A**

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.685$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.130 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{13.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.24 \text{ cm}^2$$

▪ **Verification**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{vérifié}$$

On choisie  $A = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2$

**b. En appuis**

- **appuis intermédiaires**

$M_a^{\text{int}} = -6.733 < 0 \Rightarrow$  La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.733 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.146$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.198$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.198) = 0.165 \text{ m}$$

$$A = \frac{6.733 \times 10^{-3}}{348 \times 0.165} = 1.172 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.5 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.086 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.086 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculé}} = 1.172 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.086 \text{ cm}^2$$

On choisit A = 1HA8 (filante sur toute la poutrelle) + 1T10 (chapeaux) = 1.92 cm<sup>2</sup>

- **appui de rive : (calcul forfaitaire)**

$$M_a^{\text{rive}} = -1.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.37 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.037$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.037) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{1.37 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 2.22 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.222 \text{ cm}^2$$

On choisit : A = 1HA8 = 0.5 cm<sup>2</sup>

**c. Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 11.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11.06 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.615 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \tau_u = \min [0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{vérifié}$$

**d. Ferrailage transversal**

$$\Phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \Phi_{1 \min}; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \Phi_t < 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un étrier  $\Phi_6$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

**e. L'espacement**

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

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$K=1$  : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$  (Les armatures sont perpendiculaires)

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{t28})}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10 \times (0.615 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 1216 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \cdot 400}{0.4 \cdot 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

On prend le minimum entre les trois contions (1), (2) et (3) On adopte un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### f. Vérification à l'effort tranchant

##### 1 Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:

##### ▪ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{Ma}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 11.06 - \frac{6.733}{0.9 \times 0.18} \right) 10^{-3} = -0.876 \text{ cm}^2 < 0$$

$\Rightarrow$  Aucune vérification à faire

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_U$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les  $A_l$ )

##### ▪ **Appui de rive**

Au niveau de l'appui de rive on a  $Ma = 0$ .

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 11.06 \times 10^{-3} = 0.317 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or, } A_l = \ll 3T8 + 2T10 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.08 \geq 0.317 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$



2 Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{11.06 \times 10^{-3} \left(\frac{0.5 - 0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.5 \times 0.04} = 0.682 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min((0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifié.}$$

g. **Vérification de la bielle**

$$V_U \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \dots\dots\dots (1)$$

$$a \leq \text{la largeur de l'appui} \dots\dots\dots (2)$$

$$a \leq 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a \leq \min(16.2; 26 \text{ cm}) \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_U \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^{+3}$$

$$V_U = 11.06 \leq 108 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ vérifié}$$

**A l'ELS**▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

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

▪ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

- **En travée**

$$M_{ser} = 6.626 \text{ KN.m}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b}{2} * h_0^2 - 15A(d - h_0)$$

$$H = \frac{50 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.07 \times (18 - 4) = -34.7 < 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure,}$$

le calcul se fera en section en T

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0.$$

$$5y^2 + 191.05y - 638.9 = 0$$

$$\Delta = 49278.102 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 221.90$$

$$y = 3.085 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2.$$

$$I = 2987.8928 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.626 \times 10^{-3}}{2987.8928 \times 10^{-8}} \times 0.03085$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 6.841 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifié}$$

- En appui intermédiaire :

$$A = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$M_{a_{ser}} = -4.871 \text{ KN.m}$$

- position de l'axe neutre

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

$$H = 50 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 1.92 \times (18 - 4) = -3.2 \text{ m} < 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0.$$

$$5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0$$

$$\Rightarrow y = 7.70 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15A \times (d - y)^2.$$

$$\Rightarrow I = 3664.102 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.871 \times 10^{-3}}{3664.102 \times 10^{-8}} \times 0.0770$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 10.236 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{vérifié}$$

- **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Leftrightarrow$  La 1<sup>ere</sup> condition n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

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

Tel que :

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

$f_{ij}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

▪ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.5 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.5 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.5 \times (G + Q)$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

▪ **Contraintes ( $\sigma_s$ )**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

▪ **Inerties fictives ( $I_f$ )**

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

▪ **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.5 \times G = 0.5 \times 2.85 = 1.425KN / m$$

$$q_{gser} = 0.5 \times G = 0.5 \times 5.47 = 2.735KN / m$$

$$q_{pser} = 0.5 \times (G + Q) = 0.5 \times (5.47 + 1.5) = 3.485KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.425 \times 3.90^2}{8} = 2.03KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.735 \times 3.90^2}{8} = 3.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.385 \times 3.90^2}{8} = 4.82 \text{ KN.m}$$

### ▪ Propriété de la section

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 35320.53 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 35320.53 \text{ cm}^4$$

$$I = 2987.89 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.03085 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \dots\dots\dots \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.50}\right) \times 0.0115} = 3.511$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.511 = 1.40$$

### ▪ Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{Jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{2.03 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.03085)}{2987.89 \times 10^{-8}} = 152 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 152 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 292.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 360.90 \text{ Mpa}$$

### ▪ Calcul des inerties fictives

$$\mu_j = 0.595$$

$$\mu_g = 0.763$$

$$\mu_p = 0.803$$

$$I_{f_{ij}} = 12577.538 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 10560.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 10172.609 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 18785.699 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des flèches**

$$f_{ji} = \frac{2.03 \times 10^{-3} \times 3.90^2}{10 \times 32164.2 \times 12577.538 \times 10^{-8}} = 0.763 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{3.90 \times 10^{-3} \times 3.90^2}{10 \times 32164.2 \times 10560.94 \times 10^{-8}} = 1.746 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{4.82 \times 10^{-3} \times 3.90^2}{10 \times 32164.2 \times 10172.609 \times 10^{-8}} = 2.240 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{4.82 \times 10^{-3} \times 3.90^2}{10 \times 10721.4 \times 18785.699 \times 10^{-8}} = 3.639 \times 10^{-3} \text{ m}$$

• **La flèche totale  $\Delta f$**

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

$$\Delta f_t = (3.639 - 0.763 + 2.240 - 1.746) \times 10^{-3} = 3.37 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.337 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.337 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.78 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Le tableau ci après résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage.

**Tableau 20.** Récapitulation du ferrailage des différents étages :

poutrelles	position	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal	
		$A_{calculée}$ $\text{cm}^2$	$A_{min}$ $\text{cm}^2$	$A_{adoptée}$ $\text{cm}^2$	Type de barres	$A_l$ $\text{cm}^2$	$A_t$	$S_t$ $\text{cm}$
Terrasse accessible	travée	2.024	1.086	2.024	2T10+1T8	2.07	2Φ6	15
	App inter	1.172	1.086	1.172	1T8+1T10	1.29		
	App rive	0.222	0.222	0.222	1T8	0.5		

<b>Terrasse inaccessible</b>	travée	1.257	0.931	1.257	3T8	1.51	2Φ6	15
	App inter	0.887	0.931	0.931	2T8	1.01		
	App rive	0.222	0.222	0.222	1T8	0.5		
<b>Etage courant</b>	travée	1.27	0.931	1.27	3T8	1.51	2Φ6	15
	App inter	1.18	0.931	1.18	1T10+1T8	1.29		
	App rive	0.222	0.222	0.222	1T8	0.5		

Le tableau si dessous résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

**Tableau 21.** Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

	<b>Armature longitudinale</b>		<b>Jonction table</b>	<b>Effort tranchant</b>	
	<b>Aux appuis</b>		<b>nervure</b>	<b>La bielle de</b>	<b>cisaillement</b>
<b>poutrelles</b>	App rive $A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	App inter $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\tau_u = 3.25 Mpa$	$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 \cdot a$ $V_u \leq 108 Kn$	$\frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 3.25$
<b>Terrasse inaccessible</b>	$A_l \geq 0.29$ $A_l = 1.51$	$A_l \geq -0.62$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.622 Mpa$ vérifiée	$V_u = 10.09 Kn$ vérifiée	$\tau_u = 0.56 Mpa$ vérifiée
<b>Terrasse accessible</b>	$A_l = 2.07 cm^2$ $A_l \geq 0.317 cm^2$ verifiée	$A_l \geq -0.876$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.682 Mpa$ vérifiée	$V_u = 15.77 Kn$ vérifiée	$\tau_u = 0.682 Mpa$ vérifiée
<b>étage courant</b>	$A_l = 1.29$ $A_l \geq 0.305$ verifiée	$A_l \geq -0.872$ Pas D'influence	$\tau_u = 0.657 Mpa$ vérifiée	$V_u = 10.649 Kn$ vérifiée	$\tau_u = 0.591 Mpa$ vérifiée

Le tableau si dessous résume la vérification a l'état limite de compression du béton.

**Tableau 22.**Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.

<b>poutrelles</b>	<b>position</b>	$M_{service}$ Kn.m	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$y$ m	$I \times 10^{-4}$ m <sup>4</sup>	$\sigma_b$ Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	<b>observation</b>
<b>étage courant</b>	<i>travée</i>	5.20	1.51	0.043	0.796	2.86	15	<i>vérifiée</i>
	<i>Appui</i>	-4.80	1.29	0.032	0.768	2.69	15	<i>vérifiée</i>
<b>étage terrasse inaccé</b>	<i>travée</i>	5.61	1.51	0.043	0.796	3.09	15	<i>vérifiée</i>
	<i>Appui</i>	-3.74	1.01	0.043	0.768	2.096	15	<i>vérifiée</i>
<b>terrasse accessible</b>	<i>travée</i>	6.626	2.07	0.0385	0.29878	6.84	15	<i>vérifiée</i>
	<i>Appui</i>	-4.87	1.29	0.0770	0.366	10.236	15	<i>vérifiée</i>

Les tableaux si dessous résumant la vérification des états limite de déformation des poutrelles des différents étages.

**Tableau 23.**Vérification des états limite de déformation.

<b>poutrelles</b>	$L_{max}$ (m)	$q_j$ Kn/m	$q_g$ Kn/m	$q_p$ Kn/m	$M_j^{ser}$ Kn.m	$M_g^{ser}$ Kn.m	$M_p^{ser}$ Kn.m
<b>Etage courant</b>	3.90	2.85	2.60	3.1	0.151	0.278	0.331
<b>Terrasse inaccessible</b>	3.90	2.85	2.78	3.28	0.151	0.297	0.350
<b>Terrasse accessible</b>	3.90	2.85	2.73	4.182	2.03	3.90	4.82

<b>poutrelles</b>	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\sigma_j$	$\sigma_g$	$\sigma_p$	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$
	(m <sup>4</sup> )					Mpa	Mpa	Mpa			
<b>Etage courant</b>	0.547	1.54	0.0083	4.814	1.92	59.876	109.632	130.71	0.105	0.364	0.433
<b>Terrasse inaccessible</b>	0.547	1.54	0.0083	4.814	1.92	59.876	117.22	138.30	0.105	0.390	0.454
<b>Terrasse accessible</b>	0.298	0.353	0.0115	3.511	1.40	152	292.02	360.90	0.595	0.163	0.803



poutrelles	$I_{fij}$	$I_{fig}$	$I_{fip}$	$I_{fvg}$	$f_{ij}$	$f_{ig}$	$f_{ip}$	$f_{vg}$	$\Delta f$	$f_{adm}$	observation
	$(\times 10^{-4} m^4)$				$(mm)$						
<b>Etage courant</b>	1.12	0.616	0.549	0.996	0.63	2.11	2.82	3.92	4.00	7.8	<b>vérifiée</b>
<b>Terrasse inaccessible</b>	1.12	0.588	0.531	0.967	0.63	2.36	3.09	4.32	4.41	7.8	<b>vérifiée</b>
<b>Terrasse accessible</b>	1.25	1.056	1.017	1.878	0.76	1.74	2.24	0.36	3.37	7.8	<b>vérifiée</b>

### 3.2.6 Schémas de Ferrailage des Poutrelles

#### 3.2.6.1 Planchers terrasse accessible

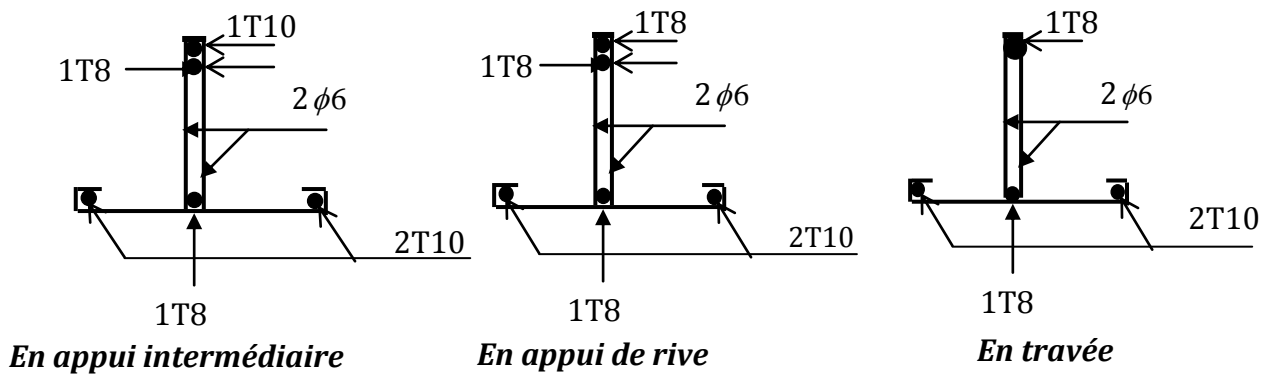


Figure 14. Schémas de Ferrailage des Poutrelles de la terrasse accessible

#### 3.2.6.2 Planchers terrasse inaccessible

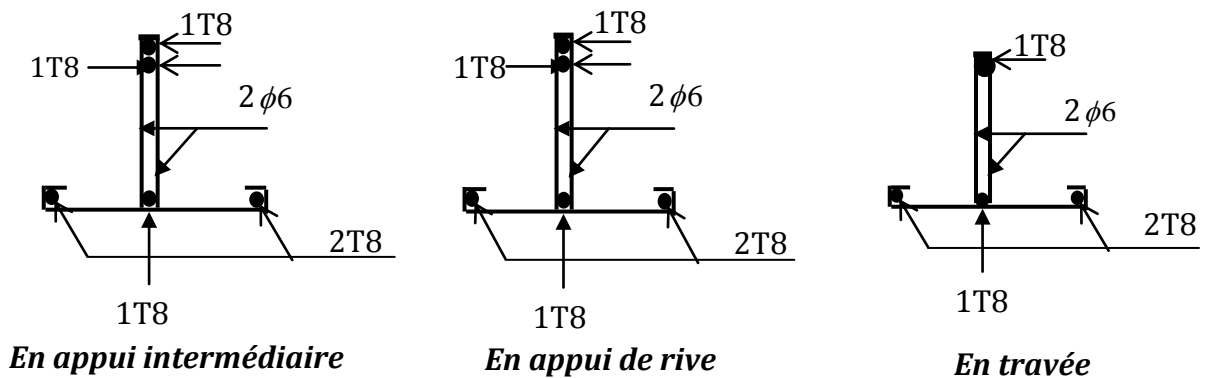


Figure 15. Schémas de Ferrailage des Poutrelles de la terrasse inaccessible

### 3.2.6.3 Planchers étage courant

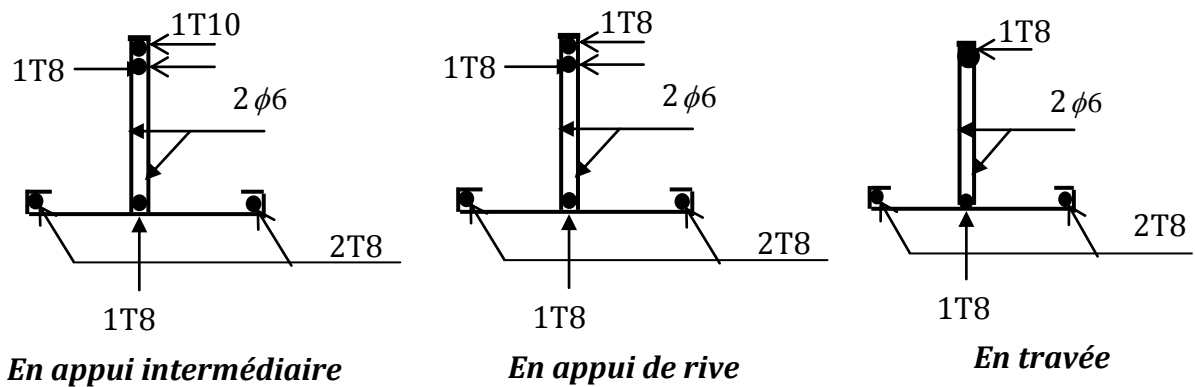


Figure 16. Schémas de Ferrailage des Poutrelles de planchers étage courant

### 3.2.7 Ferrailage de la dalle de compression

#### 3.2.7.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 50}{235} = 0.851 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### 3.2.7.2 Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.851}{2} = 0.425 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

5HA 6/ml = 1.41 cm<sup>2</sup> ⊥ aux poutrelles ⇒ S<sub>t</sub> = 20cm < 33cm .....vérifiée

3HA 6/ml = 0.85 cm<sup>2</sup> // aux poutrelles ⇒ S<sub>t</sub> = 33.33cm < 44cm.....vérifiée

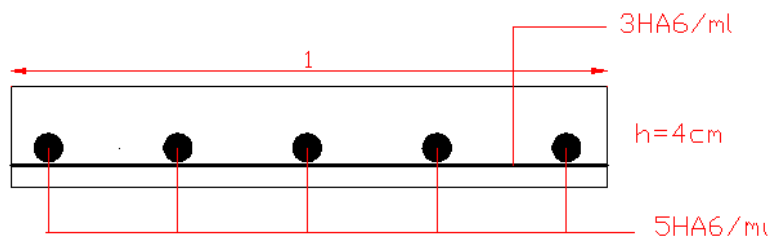


Figure 17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### 3.3 Etude de l'ascenseur

#### 3.3.1 Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ♦  $L$  : Longueur de l'ascenseur=140cm.
- ♦  $l$  : Largeur de l'ascenseur=110cm.
- ♦  $H$  : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- ♦  $F_c$  : Charge due à la cuvette =145 KN
- ♦  $P_m$  : Charge due à l'ascenseur=15KN
- ♦  $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- ♦ La charge nominale de (08 personnes) est de 630kg.
- ♦ La vitesse de levage  $V = 1.6m/s$ .

#### 3.3.2 Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a  $l_x = 2.10m$  et  $l_y = 2.30m$  donc une surface  $S = 2.1 \times 2.3 = 4.83m^2$ .

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{230}{20} = 11.5cm$$

On adopte une dalle d'épaisseur  $e = 20cm$ .

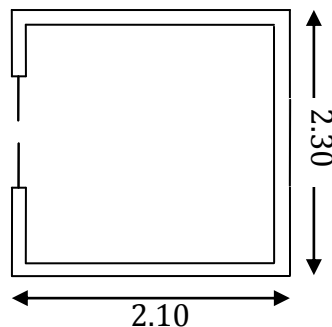


Figure 18.Cage d'ascenseur

#### 3.3.3 Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2. \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6KN/m^2. \quad \text{Poids du mortier de pose de 3cm.}$$

$$\begin{aligned}
 G_3 &= 0.1 \text{KN} / \text{m}^2 && \text{Poids de l'isolant thermique.} \\
 G_4 &= 22 \times 0.03 = 0.66 \text{KN} / \text{m}^2 && \text{Poids de la forme de pente méta chape.} \\
 G_5 &= 22 \times 0.02 = 0.44 \text{KN} / \text{m}^2 && \text{Poids du revêtement dallage colle.} \\
 G' &= \sum G_i = 6.8 \text{KN} / \text{m}^2. && \text{Somme de } G_1, G_2, \dots, G_5 \\
 G'' &= \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.83} = 30.02 \text{KN} / \text{m}^2. && \text{Poids de la machine.} \\
 G_{\text{totale}} &= G' + G'' = 36.82 \text{KN} / \text{m}^2. \\
 Q &= 1 \text{KN} / \text{m}^2.
 \end{aligned}$$

### 3.3.4 Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $p$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impacte.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

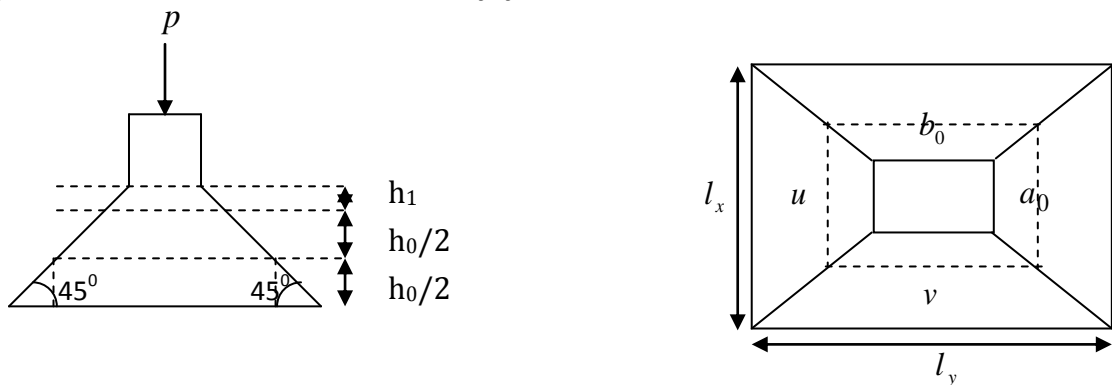


Figure 19. Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{cm} \\ b_0 = 160 \text{cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5 \text{cm} \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{cm.} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{cm.} \end{cases}$$

### 3.3.4.1 Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

Les moments  $M_1$  et  $M_2$  sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = 0.85 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = 0.82 .$$

En se référant à l'annexe on trouve  $M_1 = 0.050$  et  $M_2 = 0.047$

- Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times M_1 \\ M_y = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a :

$$P = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.88 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 4.58 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 1 = 10.68 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow (\text{abaque}) \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.10 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.68 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.98 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.26 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles de la gaine d'ascenseur.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.98 = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.26 = 5.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 5.93 = 1.77 \text{ KN.m}$$

### 3.3.4.2 Ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$ .

#### 1. En travée

Parallèle à  $l_x$ :

$$M_x^t = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.012$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.947 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Parallèle à  $l_y$ :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.013$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168 \text{ m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.909 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

#### 2. En appui

$$\mu_{bu} = 0.0043$$

$$\alpha = 0.0054$$

$$z = 0.169 \text{ m}$$

$$A_a = 0.300 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 24. Résultats des calculs.

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	5.93	1.77	0.94	0.30	5T10=3.93	4T10=3.14
Sens y-y'	5.32	1.77	0.9	0.30	5T10=3.93	4T10=3.14

- Vérification à l'ELU

- a) Condition de non fragilité

- En travée

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.91$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.67\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{Vérifiée.}$$

On vérifie que :

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.6\text{cm}^2 > 0.43\text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

- En appui

$$A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

- b) Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x'}: S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y'}: S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

- c) Le diamètre des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} < 20\text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

#### d) Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{C.B.A93 (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : périmètre du rectangle d'impact..

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740\text{cm.}$$

$$P_u = 97.60\text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 97.6\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110\text{KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

#### e) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v > u \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{97.60}{3 \times 1.90} = 17.12\text{KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = \frac{97.60}{2 \times 1.9 + 1.8} = 17.42\text{KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 17.42\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.1\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

#### • Calcul à l'ELS

- Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = p = 72.3\text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.29\text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.12\text{KNm.} \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = G + Q = 6.8 + 1 = 7.8\text{KN}$$



$$ELS : \rho = 0.91 \Rightarrow \mu_x = 0.0518 \rightarrow \mu_y = 1.78KNm$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.78KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.54KNm$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.07KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.66KNm \end{cases}$$

- les moments en travées et en appuis :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.07 = 5.15KNm$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.66 = 4.81KNm$$

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6.07 = 1.82KNm$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5.66 = 1.69KNm$$

#### a) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

- **En travée**

- **Sens x-x' :**

$$M_x^t = 5.15KNm, A_x^t = 3.93cm^2, b=97cm, d=18cm$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.10cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 12484.33cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.15 \times 10^{-3}}{12484.33 \times 10^{-8}} \times 4.1 \times 10^{-2} = 1.69MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

- **Sens y-y'**

$$M_y^t = 4.81KNm, A_y^t = 3.93cm^2, b=97cm, d=17cm$$

$$\frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.87 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11783.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.15 \times 10^{-3}}{12484.33 \times 10^{-8}} \times 4.1 \times 10^{-2} = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifié}$$

- **En appui**

$$M_x^a = 1.82 \text{ KNm}, A_x^a = 3.14 \text{ cm}^2, y = 3.27 \text{ cm}; I = 11349.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.82 * 10^{-3}}{11349.98 * 10^{-8}} * 3.14 * 10^{-2} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifié}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures: .....BAEL91 (Art B. 7. 3)**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer

**c) Etat limite de déformation .....BAEL91 (Art. B. 7. 5)**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

**Tableau 25.**Vérification de la flèche

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	vérifiée	vérifiée	vérifiée
y-y	vérifiée	vérifiée	vérifiée

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 3.3.5 Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations :

**A l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 51.20 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.913 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.91 \Rightarrow (\text{abaque}) \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.09 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.11 \text{KNm}$$

### 3.3.5.1 Calcul des moments réels

- En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.57 \text{KNm}$   
Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.89 \text{KNm}$
- En appui :  $M_a^x = M_a^y$   
 $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.02 \text{KNm}$

### 3.3.5.2 Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$ .

#### 1. En travée

Parallèle à  $l_x$ :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.018$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.022$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178\text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.38 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

Parallèle à  $l_y$ :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.016$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.020$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.168\text{m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.178 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

## 2. En appui

$$\mu_{bu} = 0.0073$$

$$\alpha = 0.0091$$

$$z = 0.169m$$

$$A_a = 0.51cm^2 / ml$$

Tableau 26. Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

	<b>Mt</b> <b>(KN.m)</b>	<b>Ma</b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>trav</sub>(cal)</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>app</sub>(cal)</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sup>t</sup><sub>adop</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sup>a</sup><sub>adop</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Sens xx</b>	8.57	3.02	1.38	0.51	5T10=3.93	4T10=3.14
<b>Sens yy</b>	6.89	3.02	1.178	0.51	5T10=3.93	4T10=3.14

- **Vérification à l'ELU**

**f) Condition de non fragilité**

- **En travée**

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.91$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.67cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.73cm^2 / ml. \quad \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml. \quad \text{Vérifiée.}$$

On vérifie que :

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.6cm^2 > 0.43cm^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

- **En appui**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.73cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

**g) Calcul des espacements**

Sens x-x':  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

Sens y-y':  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

**h) Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20mm$$

$$\phi_{\max} \square = 10mm < 20mm \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

**i) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.091 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35.84KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 36.94KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{36.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.17MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS**

- Evaluation des moments dus au système de levage

On a :

$$P = Fc = 145 KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + \nu \times M_2) = 8.61KNm. \\ M_{y1} = p \times (M_2 + \nu \times M_1) = 8.26KNm. \end{cases}$$

- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 6.8 + 1 = 7.8KN$$

$$ELS : \rho = 0.91 \Rightarrow \mu_x = 0.0518 \rightarrow \mu_y = 1.78$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.78KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.54KNm$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.39 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.8 \text{KNm} \end{cases}$$

- Les moments en travées et en appuis

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.39 = 8.83 \text{KNm}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.8 = 8.33 \text{KNm}$$

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.39 = 3.11 \text{KNm}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.8 = 2.73 \text{KNm}$$

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **En travée**

**Sens X-X :**

$$M_x^t = 8.83 \text{KNm} ; A_x^t = 3.93 \text{cm}^2 ; b = 97 \text{cm}; d = 18 \text{cm}.$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.10 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 13618.17 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.83 \times 10^{-3}}{13618.17 \times 10^{-8}} \times 4.10 \times 10^{-2} = 2.65 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

- **En appui**

$$M_x^a = 3.11 \text{KNm} \quad A_x^a = 3.14 \text{cm}^2$$

$$Y = 3.72 \text{cm}$$

$$I = 11269.03 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.11 \times 10^{-3}}{11269.03 \times 10^{-8}} \times 3.72 \times 10^{-2} = 1.02 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Puisque la fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_x} \dots\dots\dots (2)$$

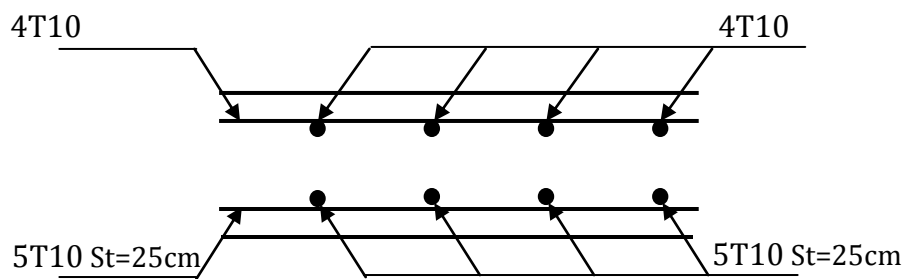
$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_c} \dots\dots\dots(3)$$

**Tableau 27.**Vérification de la flèche

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	vérifiée	vérifiée	vérifiée
y-y	vérifiée	vérifiée	vérifiée

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 3.3.6 Schéma de ferrailage



**Figure 20.**Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

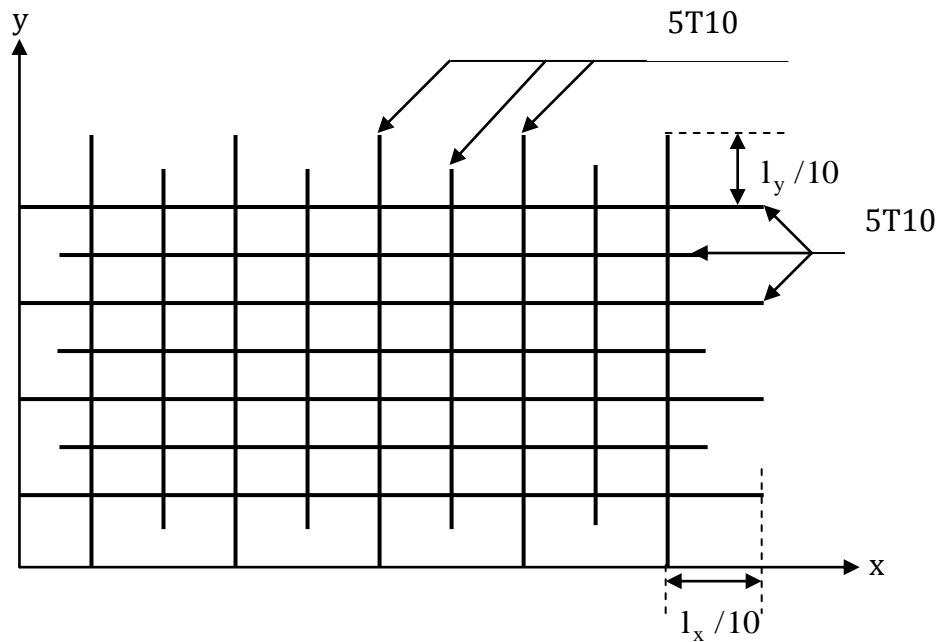


Figure 21. Schéma de ferrailage de la dalle

### 3.4 Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

$L_x$  : La plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : La plus grande dimension du panneau.

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

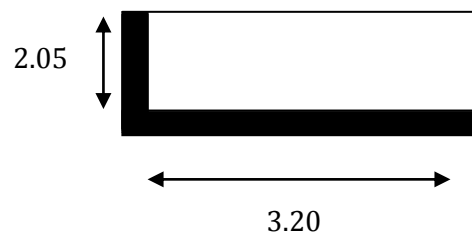
- Si :  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).
- Si :  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail suivant les deux sens.

#### 3.4.1 Dalle sur deux appuis

$$l_x = 2.05m ; l_y = 3.20m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{3.20} = 0.64 > 0.4$$

Donc La dalle travaille dans les deux sens





### 3.4.1.1 Calcul des sollicitations

#### ➤ A l'ELU

On a:

$$G=5.15\text{KN/m}^2; Q=1.5\text{KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 1.5 = 9.2\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0765 \\ \mu_y = 0.3472 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0765 \times 9.2 \times 2.05^2 = 2.95\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.3472 \times 2.95 = 1.02\text{KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$Mt_x = 0.85 \times M_x = 2.50\text{KN.m}$$

$$Mt_y = 0.85 \times M_y = 0.8\text{KN.m}$$

- En appui

$$M_a = -0.3M_x = -0.885\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_x = -1.475\text{KN.m}$$

### 3.4.1.2 Ferrailages

Tableau 28. Ferrailage de dalle sur 2 appuis

		$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	2.5	0.012	0.015	0.119	0.606	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	y-y	0.8	0.0042	0.0053	0.119	0.209	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>
Appui		1.475	0.007	0.009	0.119	0.355	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>

#### ➤ Espacement des armatures :

La fissuration est peu nuisible l'espacement dans

##### Sens x-x

$$St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; s_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### Sens y-y

$$St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; s_t = \frac{100}{3} = 33.3\text{cm} < 45 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### ➤ Vérifications

#### • la condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$\rho_0$  : Coefficient dépend du type d'acier utilisé

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE} 500 \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE} 400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE} 215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.41\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

#### • l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{Mpa}$$

$$\rho > 0.4 \rightarrow V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{9.2 \times 3.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.64}{2}} = 10.9\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{10.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.09\text{Mpa} < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### • A L'ELS

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

$$q_s = G + Q = 5.15 + 1.5 = 6.65\text{KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0819 \\ \mu_y = 0.5117 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0819 \times 6.65 \times 2.05^2 = 2.28\text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.5117 \times 2.28 = 1.16\text{KNm} \end{cases}$$

$$M_{t\text{ser}}^x = 0.75 \times 2.28 = 1.71\text{KN.m}$$

$$M_{t\text{ser}}^y = 0.75 \times 1.16 = 0.87\text{KN.m}$$

Sens x-x

$$A_x = 2.01\text{cm}^2, b = 100\text{ cm}, d = 12\text{ cm}.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.38\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 3239.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^x}{I} \times y = 1.67 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### Sens y-y

$$A_y = 1.51 \text{ cm}^2; \quad y = 2.11 \text{ cm}; \quad I = 2528.57 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y}{I} \times y = 0.98 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### - Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

### - Etat limite de déformation

On doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{205} = 0.073 > \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.073 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1.71}{22.8} = 0.075 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

### • Exemple de calcul

$$y = 2.38 \text{ cm}$$

$$I = 3239.58 \text{ cm}^4$$

$$EI = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$Ev = 10721,4 \text{ MP}$$

$$As = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Calcul de  $I_0$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \cdot h + 15A_s$$

$$\Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 2.01 = 1530.15 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1530.15} \times \left( \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 2.01 \times 12 \right)$$

$$V_1 = 7.58 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.58 = 7.42 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.58^3 + 7.42^3) + 15 \times 2.01 \times (7.42 + 3)^2 = 18197.95 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016$$

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

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00392} = 13,12$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 5,24$$

$$q_g = 5,15 \times 1 = 5,15 \text{ KN/m} : \text{Charge permanente}$$

$$q_j = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/m} : \text{Charge permanente sans revêtement.}$$

$$q_p = (5,15 + 1,5) \times 1 = 6,65 \text{ KN/m} : \text{Charge permanente et surcharge d'exploitation}$$

$$M_{serg} = 0,75 \times \mu_x \times q_g \times L_x^2 = 1,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{serj} = 0,75 \times \mu_x \times q_j \times L_x^2 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{serp} = 0,75 \times \mu_x \times q_p \times L_x^2 = 1,71 \text{ KN.m}$$

- Calcul de  $\sigma_s$

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{1,32 \times (0,12 - 0,0238)}{3239,58} \times 10^5 = 58,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{0,9 \times (0,12 - 0,0238)}{3239,58} \times 10^5 = 44,54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{1.71 \times (0.12 - 0.0238)}{3239.58} \times 10^5 = 76.16 \text{ Mpa}$$

- Calcul de  $\mu$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0016 \times 58.79 + 2.1} = 0.44$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0016 \times 44.54 + 2.1} = 0.54$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0016 \times 76.16 + 2.1} = 0.42$$

- Calcul des inerties

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

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times 18197.95}{1 + 13.12 \times 0.54} = 2475.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times 18197.95}{1 + 13.12 \times 0.44} = 4280.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times 18197.95}{1 + 13.12 \times 0.42} = 4961.39 \text{ cm}^4$$

$$I_{ivg} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 18197.95}{1 + 5.24 \times 0.44} = 6055.7 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{0.9 \times 3.20^2}{10 \times 32164.2 \times 2475.97} \times 10^7 = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{1.32 \times 3.20^2}{10 \times 32164.2 \times 4280.27} \times 10^7 = 0.09 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{1.32 \times 3.20^2}{10 \times 10721.4 \times 6055.7} \times 10^7 = 0.022 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{1.71 \times 3.20^2}{10 \times 32164.2 \times 4961.39} \times 10^7 = 0.1 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow \Delta f = 0,022 + 0,1 - 0,09 - 0,11 = 0,078 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

### 3.4.1.3 Schéma de ferrailage

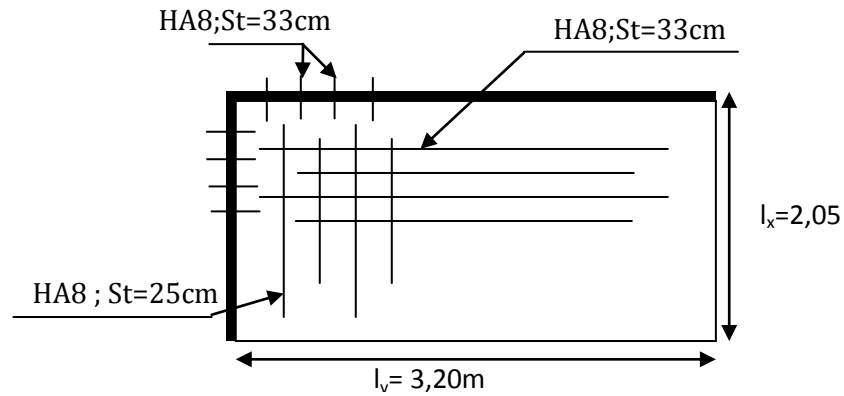


Figure 22. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

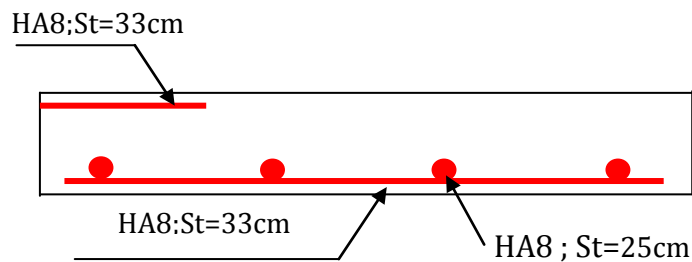


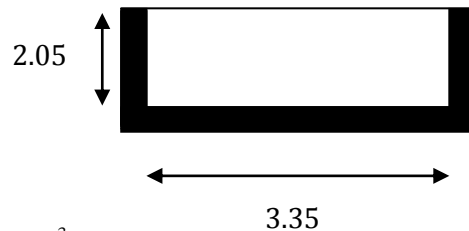
Figure 23. Vue en coupe du ferrailage de la dalle sur deux appuis

### 3.4.2 Dalle sur trois appuis

$$l_x = 2.05m$$

$$l_y = 3.35m$$

$$l_x > \frac{l_y}{2} = 1.675m \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q_u \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{q_u \times l_y^2}{8} \times (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{q_u \times l_y^3}{48} \end{cases}$$



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.61 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### 3.4.2.1 Calcul des sollicitations

➤ A l'ELU

On a:

$$G=5.15\text{KN/m}^2; Q=1.5\text{KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 1.5 = 9.2\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 14.41 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 12.03 \text{KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$M_{t_x} = 0.75 \times M_{0x} = 10.8 \text{KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_{0y} = 9.02 \text{KN.m}$$

- En appui

$$M_a = 0.5 \times M_{0x} = 7.20 \text{KN.m}$$

### 3.4.2.2 Ferrailage

Tableau 29. Ferrailage de dalle sur 3 appuis

		$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	x-x	10.8	0.052	0.068	0.116	2.66	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>
	y-y	9.02	0.044	0.056	0.117	2.21	3HA10=2.36cm <sup>2</sup>
Appui		7.20	0.035	0.044	0.117	1.75	3HA10=2.36cm <sup>2</sup>

#### ➤ Espacement des armatures

On a F.P.N donc l'espacement dans :

##### Sens x-x

$$St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ;$$

$$s_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

##### Sens y-y

$$St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ;$$

$$s_t = \frac{100}{3} = 33.3\text{cm} < 45 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### ➤ Vérifications

#### • la condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$\rho_0$  : Coefficient dépend du type d'acier utilisé

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE}500 \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE}400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_{eE}215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

#### • l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$

$$\rho > 0.4 \rightarrow V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{9.2 \times 3.35}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.61}{2}} = 11.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.09 \text{ Mpa} < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### • A l'ELS

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

$$q_s = G + Q = 5.15 + 1.5 = 6.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.41 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 8.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t_{ser}}^x = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{ser}}^y = 6.52 \text{ KN.m}$$

##### Sens x-x

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 12 \text{ cm}.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 4713.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^x}{I} \times y = 4.8 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



**Sens y-y**

$$A_y = 2.21cm^2 ; \quad y = 2.50cm; \quad I = 3351.57cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y}{I} \times y = 4.86Mpa < 15Mpa \dots\dots\dots vérifiée$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

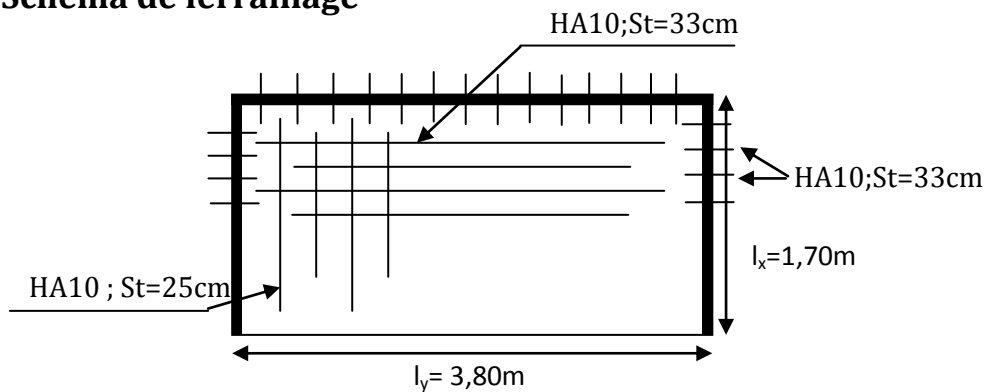
$$\frac{h}{l} = \frac{15}{205} = 0.073 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots vérifiée$$

$$\frac{h}{l} = 0.073 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7.8}{141} = 0.055 \dots\dots\dots vérifiée$$

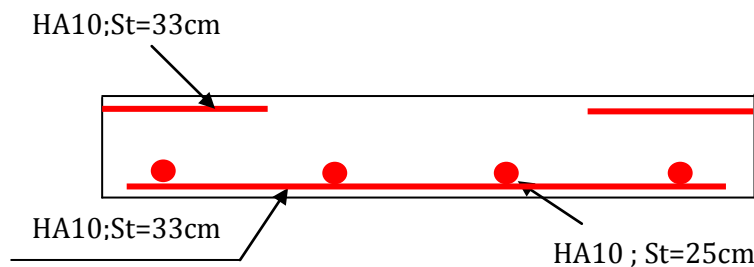
$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 2.61 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots vérifiée$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**3.4.2.3 Schéma de ferrailage**



**Figure 24.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis



**Figure 25.** Vue en coupe du ferrailage de la dalle sur trois appuis

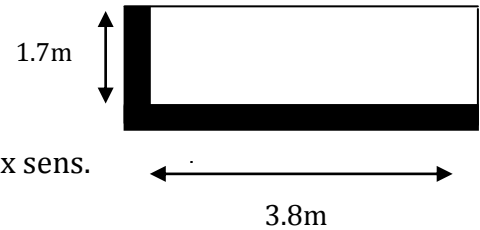
### 3.5 Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a des balcons sur deux appuis

$$l_x = 1.70m$$

$$l_y = 3.80m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.44 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



#### 3.5.1 Calcul des sollicitations

##### ➤ A l'ELU

$$G = 4.50KN/m^2; Q = 3.50KN/m^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.50 + 1.5 \times 3.50 = 11.32KN/m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1049 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1049 \times 11.32 \times 1.7^2 = 3.43KN.m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.25 \times 3.43 = 0.857KN.m \end{cases}$$

##### • En travée

$$Mt_x = 0.85 \times M_x = 2.91KN.m$$

$$Mt_y = 0.85 \times M_y = 0.72KN.m$$

##### • En appui

$$M_a = -0.3M_x = -1.029KN.m$$

#### 3.5.2 Ferrailage

Les résultats de ferrailages sont représentés dans le tableau ci dessous.

Tableau 30. Ferrailage des balcons sur 2 appuis

		$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	2.91	0.014	0.018	0.119	0.704	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	<b>y-y</b>	0.72	0.0035	0.0044	0.119	0.17	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>
<b>appui</b>		1.029	0.005	0.0063	0.119	0.24	3HA8=1.51cm <sup>2</sup>

➤ **Espacement des armatures :**

**Sens x-x:**  $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$  ;  $s_t = \frac{100}{4} = 25cm < 33 \dots \dots \dots$  vérifiée

**Sens y-y :**  $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$  ;  $s_t = \frac{100}{3} = 33.3cm < 45 \dots \dots \dots$  vérifiée

➤ **Vérifications :**

• **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.53cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28} = 1.25Mpa$

$$\rho > 0.4 \rightarrow V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.32 \times 3.8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.44}{2}} = 17.62KN$$

$$\tau_u = \frac{17.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.146Mpa < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **A l'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = G + Q = 4.5 + 3.5 = 8KN/m^2.$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.1075 \times 8 \times 1.7^2 = 2.48KN.m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.3155 \times 2.48 = 0.78KNm \end{cases}$$

$$M_{tser}^x = 0.85 \times 2.48 = 2.1KN.m$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times 0.78 = 0.668KN.m$$

**Sens x-x :**

$$A_x = 2.01cm^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.38cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 3239.58 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^x}{I} \times y = 1.82 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Sens y-y :**

$$A_y = 1.51 \text{cm}^2; \quad y = 2.11 \text{cm}; \quad I = 2528.57 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y}{I} \times y = 0.65 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation :**

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

$$1) \quad \frac{h}{l} > \frac{1}{16};$$

$$2) \quad \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0};$$

$$3) \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

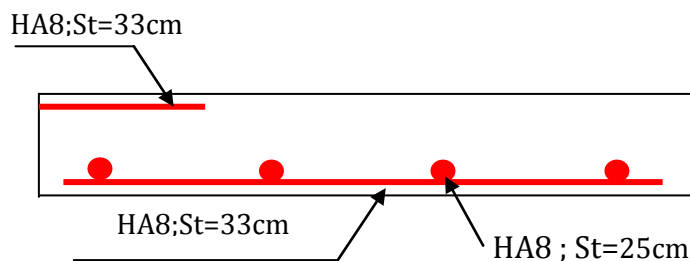
$$\frac{h}{l} = \frac{15}{170} = 0.088 > \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.088 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{2.1}{24.8} = 0.084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 1.675 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 3.5.3 Schéma de ferrailage



**Figure 26.** Vue en coupe du ferrailage de la dalle des balcons

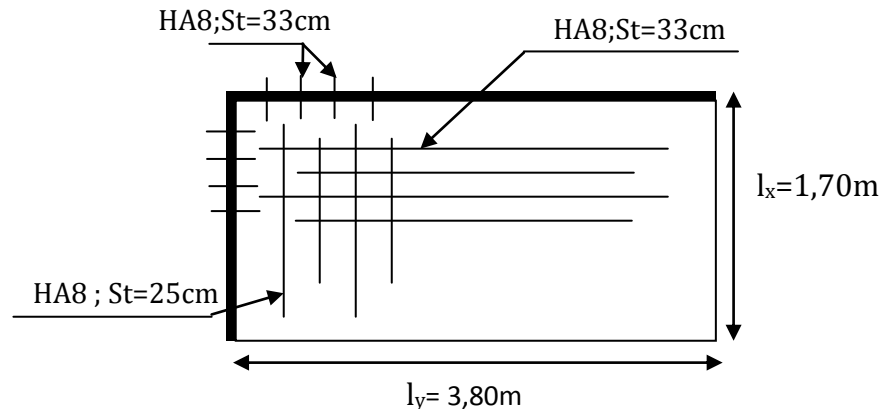


Figure 27. Schéma de ferrailage de la dalle des balcons

## 3.6 Etude des poutres de chaînages

### 3.6.1 Définition

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux, dans notre projet, on a un seul type de poutre de chaînage.

### 3.6.2 Dimensionnement

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

$$\frac{l_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow 24.06\text{cm} \leq h \leq 38.5\text{cm}$$

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 35 = 23.33\text{cm}$$

**RPA99 (Article 9.3.3)**

Soit :

$$h = 35\text{cm}$$

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

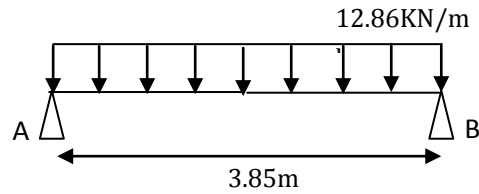
### 3.6.3 Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur.

$$P_{\text{poutre}} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62\text{KN} / \text{ml}$$

$$P_{\text{mur}} = 2.55 \times (3.06 - 0.35) = 6.91\text{KN} / \text{ml}$$

$$\Rightarrow G_u = 1.35 \times (2.62 + 6.91) = 12.86\text{KN} / \text{ml}$$



**Figure 28.** Schéma statique de la poutre de chaînage

On considère que les poutres de chaînage sont simplement appuyées, de longueur  $L = 3.85m$ .

$$M_0 = G_u \times \frac{l^2}{8} = 23.82 \text{KNm.}$$

### 3.6.4 Ferrailage

#### a) Armatures longitudinales

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

**Tableau 31.** Résumé des résultats de ferrailage.

	$M$ (KN.m)	$d_x$ (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$A_s$ calculé ( $cm^2$ )	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
En travée	23.82	0.325	0.053	0.068	2.16	3.39=3T12
En appui	3.57	0.325	0.0079	0.0099	0.31	1.57=2T10

#### b) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10mm \quad \text{BAEL91 (Article III.3.b page 112)}$$

Soit un cadre  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2 \times \phi 8 = 1.01cm^2$

#### c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 29.25cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 0.33m$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0 \left( \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{24.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.25Mpa \right)$$

Le **RPA99** version 2003 exige un espacement :

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm.$$

On adopte  $S_t = 20cm$ .

➤ **Vérifications**

**a) A l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13 \text{ cm}^2 < A_s.$$

- **Effort tranchant**

$$V_u = G_u \times \frac{l}{2} = 24.75 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.25 \text{ MPa}. \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Vérifié.}$$

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

**b) A l'ELS**

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$M_{ser} = 9.53 \times \frac{3.85^2}{8} = 17.65 \text{ KNm}.$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \rightarrow y = 8.1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 2.44 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{17.65 \times 10^{-3}}{2.44 \times 10^{-4}} \times 0.081 = 5.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}.$$

On a une fissuration peu nuisible donc on n'a pas besoin de vérifier  $\sigma_{sc}$ .

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{385} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{H}{L} = 0.09 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

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

- **Evaluation des moments en travée**

$$q_{jser} = 2.62KN \rightarrow M_{jser} = 4.86KN.m$$

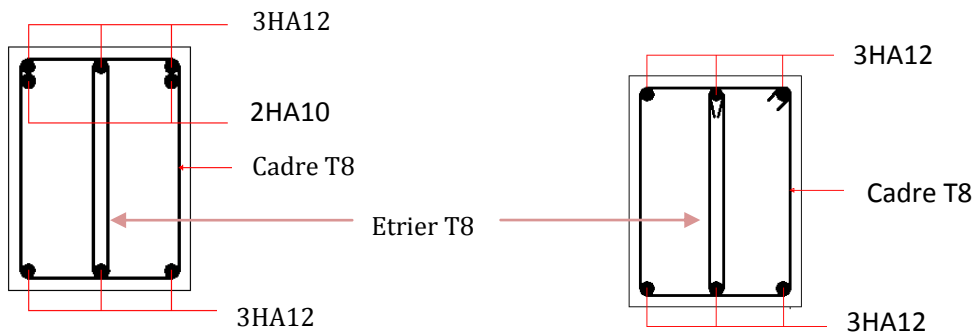
$$q_{gser} = 9.53KN \rightarrow M_{gser} = 17.65KN.m$$

$$q_{pser} = 9.53KN \rightarrow M_{pser} = 17.65KN.m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77cm$$

Le calcul par SOCOTEC nous a donné  $\Delta f = 1.64mm < f_{adm} = 7.7mm$

### 3.6.5 Schéma de ferrailage



**Figure 30.** Ferrailage de la poutre en appuis

**Figure 30.** Ferrailage de la poutre en travée



### 3.7 Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée, et en tenant compte des types d'appuis sur les quels elle repose.

- Escalier type 1 : Etages courants

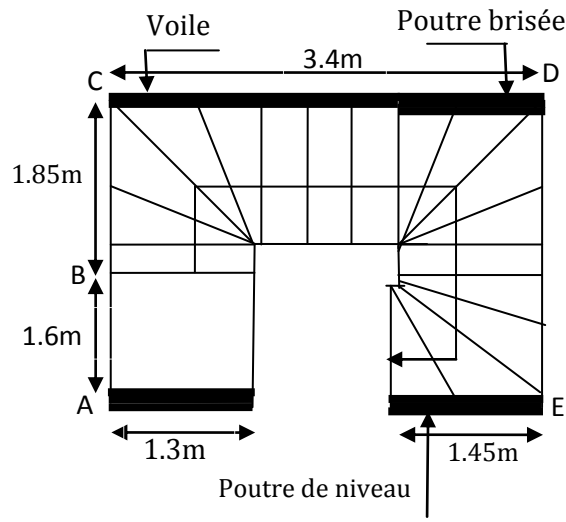


Figure 31. Vue en plan de l'escalier à étudiée

- Charges et surcharges

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

Avec :

$G_v$  : Charge permanente de la volée

$Q_v$  : Charge variable de la volée

$G_p$  : Charge permanente du palier

$Q_p$  : Charge variable du palier

### 3.7.1 Étude de la Partie AC

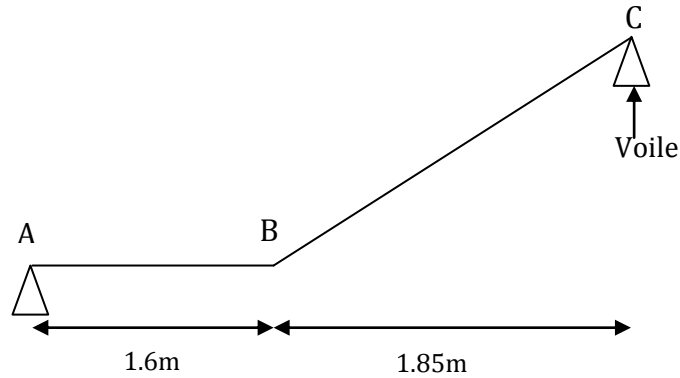


Figure 32.1<sup>er</sup> schéma statique

#### 3.7.1.1 Calcule des sollicitations

- A'ELU

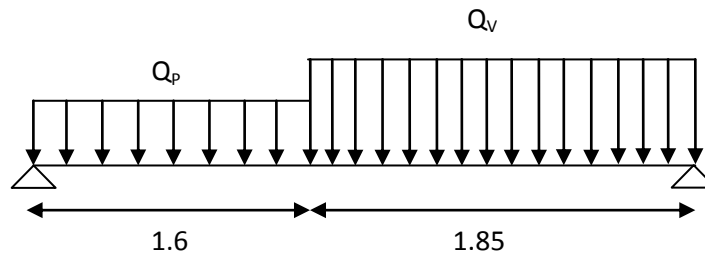


Figure 33. Schéma de chargement

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 6.96 + 1.5 \times 2.5 = 13.146 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.49 + 1.5 \times 2.5 = 9.81 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_p \times 1.6(1.6/2 + 1.85) + q_v \times 1.85^2/2}{3.45} = 18.57 \text{ KN}$$

$$\sum \vec{F}_v = 0 \Rightarrow R_c = 21.43 \text{ KN}$$

- tronçon A.B ( $0 \leq x \leq 1.6$ )

$$M_z = R_A \times x - \frac{q_p \times x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 ; M_z = 0 \\ x = 1.6 ; M_z = 17.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- tronçon B.C ( $1.6 \leq x \leq 3.45$ )

$$M_z = R_A \times x - q_p(x - 0.8) \times 1.6 - \frac{q_v \times (x - 1.6)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 1.6 ; M_z = 17.15 \text{ KN.m} \\ x = 3.4 ; M_z = -0.03 \approx 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max est dans le deuxième tronçon

$$\frac{dM_Z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.82m \Rightarrow M_0^{max} = 17.48KN.m$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_0 = -8.74KN.m & \text{En appui} \\ M_t = 0.75M_0 = 13.11KN.m & \text{En travée} \end{cases}$$

- **A l'ELS**

$$q_v = 6.96 + 2.5 = 9.46KN/m$$

$$q_p = 4.49 + 2.50 = 7KN/m$$

Après calcul des réactions on trouve :

$$\begin{cases} R_A = 13.29KN \\ R_C = 15.41KN \end{cases}$$

$$M_0^{max} = 12.35KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^t = 0.75 \times 12.35 = 9.26KN.m \\ M_{ser}^a = 0.5 \times 12.35 = 6.17KN.m \end{cases}$$

### 3.7.1.2 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100cm \\ d = 13cm \\ h = 15cm \end{cases}$$

Tableau 32. Résumé des résultats de ferrailage

	<b>M</b> (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	<b>Z</b> (m)	<b>A<sub>cal</sub></b> (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>A<sub>adp</sub></b> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>En travée</b>	13.11	0.054	0.07	0.126	2.98	5T10=3.93
<b>En appuis</b>	8.74	0.036	0.046	0.127	1.96	5T8=2.51

### 3.7.1.3 Vérifications

- **A l'ELU**

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

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,13.2,1/400 = 1,56cm^2/ml.$$

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

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,25MPa.$$

$$V = 21.43 KN$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,16.MPa < \tau_u^- . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'armatures transversales

- **Calcul des armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2/m \quad \text{on choisie : 4T8} = 2.01cm^2/m$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63cm^2/m \quad \text{on choisie : 4T8} = 2.01cm^2/m$$

- **Vérification des espacements**

Armatures principales :  $S_t = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 20cm$  vérifiée.

Armatures secondaires :  $S_t = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$  vérifiée.

• **A'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 d'adhérence**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa.$$

Avec :

$\psi = 1.5$  Pour les aciers de haute adhérence (HA).

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \sum U_i$$

Avec :

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi : \text{Somme des périmètres des barres}$$

$$\sum U_i = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7cm.$$

$$\tau_u = \frac{15.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 15.7 \times 10^{-2}} = 0.83 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \rightarrow y = 3.36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 6742.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.26 \times 10^{-3}}{6.74 \times 10^{-4}} \times 0.0336 = 4.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{345} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots C.N.V$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder à la vérification de la flèche.

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

$$q_{jser} = 2.9 \text{ KN} \rightarrow M_{jser} = 6.02 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 4.49 \text{ KN} \rightarrow M_{gser} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 6.99 \text{ KN} \rightarrow M_{pser} = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0.65 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 4.12 \text{ mm} < f_{adm} = 6.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée}$$

### 3.7.1.4 Schéma de ferrailages

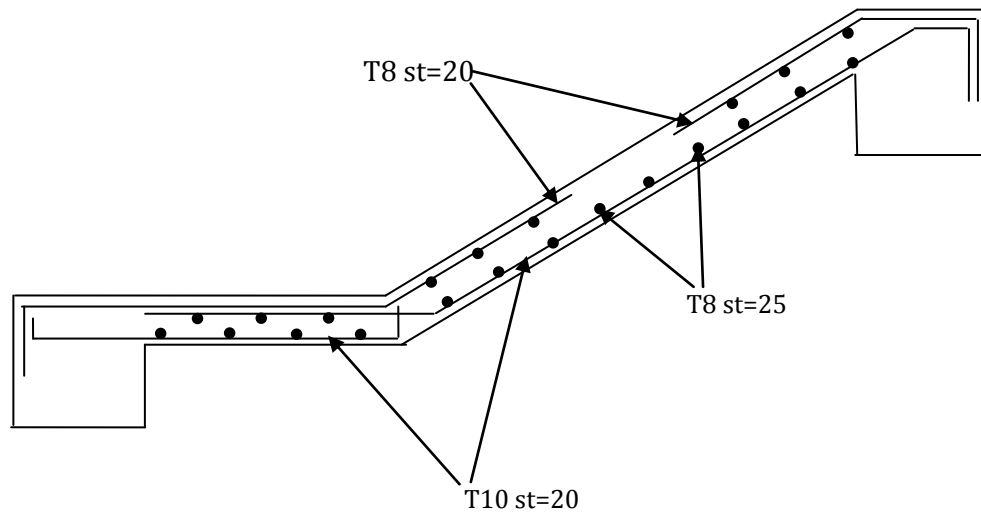


Figure 34. Schéma de ferrailage de la partie AC

### 3.7.2 Études de la partie CD

Le calcul de ce type d'escalier se fait comme une console encastrée dans le voile sollicitée à la flexion simple, par une charge uniformément répartie sur toute la longueur de chaque emmarchement et par une charge concentrée ( $p$ ) appliquée à son extrémité (garde de corps).

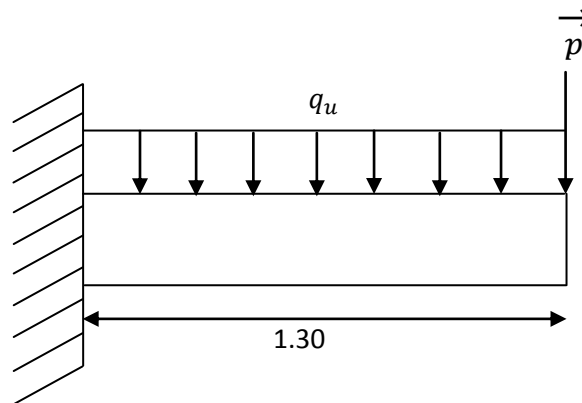


Figure 35.2<sup>eme</sup> schéma statique.

$$\begin{cases} G_v = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

### 3.7.2.1 Calcul des sollicitations

- **A l'ÉLU**

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 6.96 + 1.5 \times 2.5 = 13.146 \text{ KN/ml}$$

$$\vec{p} = 1 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p \times l = 12.4 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + p = 18.08 \text{ KN}$$

- **A l'ELS**

$$q_s = G_v + Q_v = 6.96 + 2.5 = 9.46 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{2} + p \times l = 9.29 \text{ KN.m}$$

### 3.7.2.2 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau 33. Résumé des résultats de ferrailage

Zone	M (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )
Principale	12.4	0.051	0.066	0.126	2.81	4HA10= 3.14

### 3.7.2.3 Vérifications

- **A l'ELU**

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

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,13.2,1/400 = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a :

$$A = 3.14 > A_{min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,25MPa.$$

$$V = 18.08 KN$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{18.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,14MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales

- **Calcul des armatures de répartition**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78.cm^2/m \quad \text{On choisie : 4T8 = 2.01cm}^2/m$$

- **Vérification des espacements**

Armatures principales :  $S_t = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 25cm$  vérifiée.

Armatures secondaires :  $S_t = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$  vérifiée.

• **A'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 d'adhérence**

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa.$$

Avec :

$$\psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\sum U_i$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56cm.$$

$$\tau_u = \frac{13.29 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 0.9MPa.$$

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \rightarrow y = 3.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 5617.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.29 \times 10^{-3}}{5.61 \times 10^{-4}} \times 0.0305 = 5.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12.4}{10 \times 9.29} = 0.13 \dots\dots\dots C. N. V$$

La 2<sup>eme</sup> condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder à la vérification de la flèche.

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

$$q_{jser} = 2.9 \text{ KN} \rightarrow M_{jser} = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 4.49 \text{ KN} \rightarrow M_{gser} = 7.2 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 6.99 \text{ KN} \rightarrow M_{pser} = 9.31 \text{ KN.m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{130}{500} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 1.27 \text{ mm} < f_{adm} = 2.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée}$$

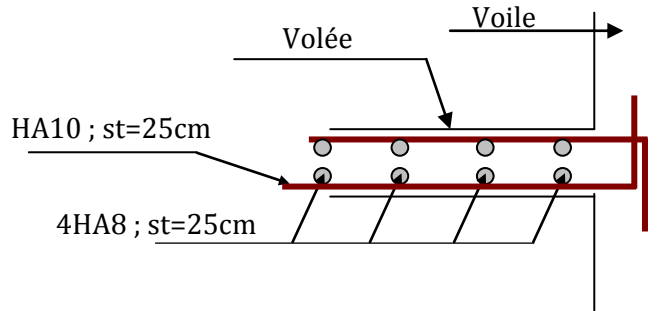
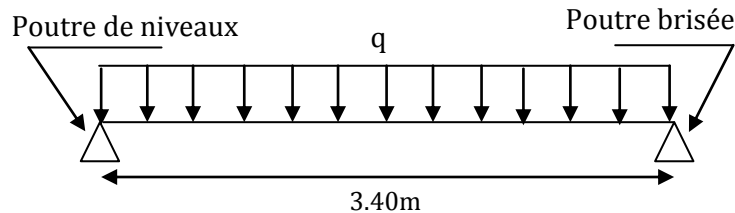


Figure 36. Schéma de ferrailage de la partie CD

### 3.7.3 Etudes de la Partie DE

Cette partie se calcule comme une poutre continue sur deux appuis

Figure 37.3<sup>eme</sup> schéma statique(DE)

$$\text{Avec : } \begin{cases} G_v = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

#### 3.7.3.1 Calcule des sollicitations

Par la méthode de la RDM on aura :

- A l'ELU

$$q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 6.96 + 1.5 \times 2.5 = 13.146 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 18.98 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 22.33 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_u = -9.49 \text{ KN.m} & \text{En appui} \\ M_t = 0.75M_u = 14.23 \text{ KN.m} & \text{En travée} \end{cases}$$

- A l'ELS

$$q_s = G_v + Q_v = 6.96 + 2.5 = 9.46 \text{ KN/ml}$$

$$M_S = \frac{q_S \times l^2}{8} = 13.66 \text{KN.m}$$

$$V_S = \frac{q_S \times l}{2} = 176.08 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{\text{ser}}^a = -0.5M_S = -6.83 \text{KN.m} & \text{En appui} \\ M_{\text{ser}}^t = 0.75M_S = 10.24 \text{KN.m} & \text{En travée} \end{cases}$$

### 3.7.3.2 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{cm} \\ d = 13 \text{cm} \\ h = 15 \text{cm} \end{cases}$$

Tableau 34. Résumé des résultats de ferrailage

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	14.23	0.059	0.076	0.126	3.24	5T10=3.93
En appuis	9.49	0.039	0.05	0.127	2.14	5T8=2.51

### 3.7.3.3 Vérifications

- A l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,13.2,1/400 = 1,56 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

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

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$V = 22.33 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{22.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,17 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas d'armatures transversales

- **Calcul des armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisie : } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ on choisie : } 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- **Vérification des espacements**

Armatures principales :  $S_t = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifiée.

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

• **A 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 d'adhérence**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

Avec :

$\psi = 1,5$  : Pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\sum U_i$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n.\phi.\pi = 5 \times 1 \times 3,14 = 15,7 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{15,41 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 15,7 \times 10^{-2}} = 0,83 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \rightarrow y = 3,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 6742,62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.24 \times 10^{-3}}{6.74 \times 10^{-4}} \times 0.0336 = 5.1MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.1MPa < 15MPa.$$

- **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{340} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.N.V$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder à la vérification de la flèche.

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

$$q_{jser} = 2.9 KN \rightarrow M_{jser} = 5.85KN.m$$

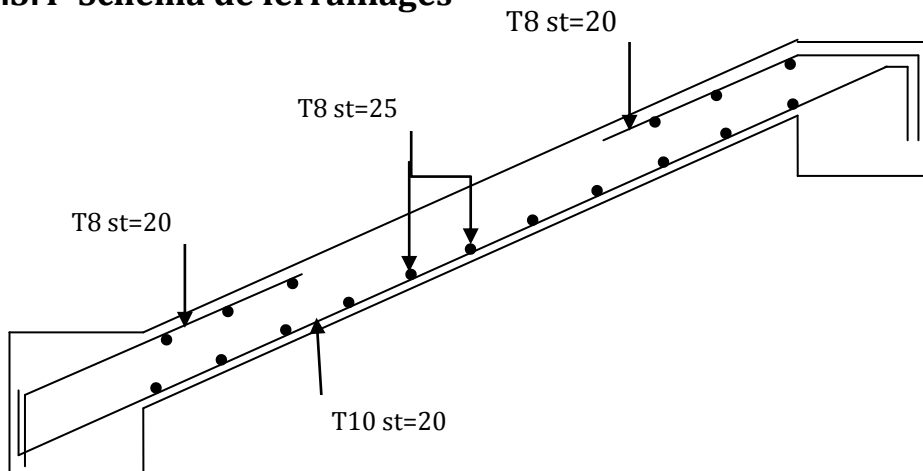
$$q_{gser} = 4.49 KN \rightarrow M_{gser} = 7.57KN.m$$

$$q_{pser} = 6.99 KN \rightarrow M_{pser} = 10.28KN.m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0.68cm$$

$$\Delta f = 3.04mm < f_{adm} = 6.8mm \dots\dots\dots La flèche est vérifiée$$

**3.7.3.4 Schéma de ferrailages**



**Figure 38.** Schéma de ferrailage de la partie DE

### 3.8 Etude des poutres brisées

La poutre brisée se calcule à la flexion simple qui est due à son poids propre, et à la torsion due au moment de torsion engendré par le poids de la volée et du palier qu'elle supporte

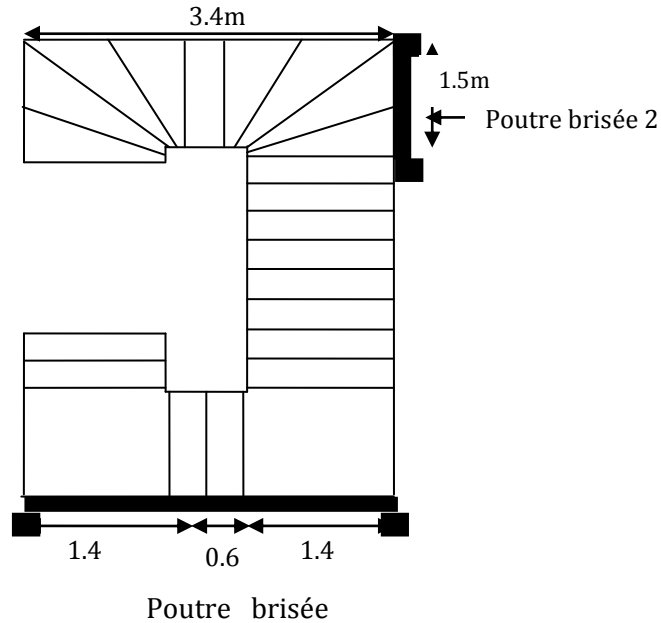


Figure 39. différentes types de poutre brisées

#### 3.8.1 La première Poutre brisée

##### 3.8.1.1 . Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait en vérifiant la condition de la flèche suivante :

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

Avec :  $L = 3.4\text{m}$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10}$$

$$22.66 \leq h \leq 34$$

Donc on va opter pour  $\begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

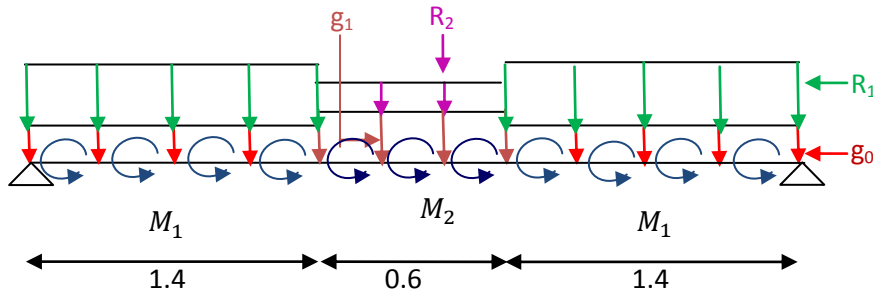


Figure 40. Schéma de chargement

### 3.8.1.2 Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{KN/ml (Poids propre de la partie horizontale).}$$

$$g_1 = 25 \times 0,3 \times 0,3 / \cos 29,53 = 2,58 \text{KN/ml (Poids propre de la partie inclinée).}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier ;

$$R_1 = 10,1 \text{KN/ml et } R_2 = 18,08 \text{KN/ml}$$

Avec :

$R_1, R_2$ : Charge ramenée par l'escalier

- **Calcul des sollicitations**

Comme il y a symétrie donc ;

$$R_A = R_B = (R_1 + 1,35 \times g_0) \times 1,4 + (R_2 + 1,35 \times g_1) \times 0,3 = 24,85 \text{KN}$$

ET Comme il y a symétrie, alors le moment max est à mi-portée de la poutre ( $x = 1,7$ )

$$M_0 = R_A \times 1,7 - (R_1 + 1,35 \times g_0) \times 1,4 \times 1 - (R_2 + 1,35 \times g_1) \times 0,3 \times 0,15 = 22,88 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0,4M_0 = -9,15 \text{KN.m en appui} \\ M_t = 0,85M_0 = 19,44 \text{KN.m en travée} \end{cases}$$

- **Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Avec :

$$\begin{cases} b = 30 \text{cm} \\ d = 27 \text{cm} \\ h = 30 \text{cm} \end{cases}$$

Tableau 35. Résumé des résultats de ferrailage

	<b>M</b> (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	<b>Z</b> (m)	<b>A<sub>adp</sub></b> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>En travée</b>	19.44	0.062	0.081	0.261	2.13
<b>En appuis</b>	9.15	0.029	0.037	0.265	0.98

### 3.8.1.3 Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dus aux différentes parties de l'escalier.

$$M_1 = 5.81 \text{KN par mètre,}$$

$$M_2 = 12.4 \text{KN par mètre,}$$

Avec :

$M_1, M_2$  : Moments due à l'escalier

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_T^{max} = 2 \times M_1 \times 1.4 + M_2 \times 0.6 = 23.7 \text{KNm}$$

- **Calcul du ferrailage**

$$A_L = \frac{M_T \times U \times \gamma_S}{2 \times \Omega \times f_e}$$

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

Avec :  $e = b/6 = 5 \text{cm}$

$$U = \frac{4}{3} \times b + 2 \times h = 1 \text{m}$$

$$\Rightarrow A_L = \frac{23.7 \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 5.4 \text{cm}^2$$

Pour le ferrailage longitudinal on procède comme suit :

$$A_S = A_{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_{\text{torsion}}$$

$$\begin{cases} A_a = 0.98 + 2.7 = 3.68 \text{cm}^2 & \text{En appui} & \text{soit } 2HA14 + 1HA12 = 4.21 \text{cm}^2 \\ A_t = 2.13 + 2.7 = 4.83 \text{cm}^2 & \text{En travée} & \text{soit } 3HA16 = 6.03 \text{cm}^2 \end{cases}$$



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

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2}$$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_{FS} = \frac{V}{b \times d} = \frac{24.85 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.3 \text{ Mpa} \\ \tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23.7}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.79 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau = \sqrt{0.3^2 + 3.79^2} = 3.8 \text{ Mpa} > 3.25 \dots \dots \dots C.N.V$$

On augmente la section de béton et on refaire le calcul pour :  $\begin{cases} b = 30 \\ h = 35 \end{cases}$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.075 \text{ m}^2$$

$$\tau_{FS} = \frac{V}{b \times d} = \frac{24.85 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23.7}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.16 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau = \sqrt{0.25^2 + 3.16^2} = 3.16 \text{ Mpa} < 3.25 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

Donc on va opter pour :  $\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \end{cases}$

- **Calcul des armatures transversales**

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = 0.1 \text{ cm}^2$
$A_t \geq \frac{b \times (\tau - 0.3f_{t28}) \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t < 0 \text{ cm}^2$	$A_t \geq \frac{M_t \times S_t}{(2 \times \Omega f_{st})} \Rightarrow A_t \geq 0.9$

$$A_t^{tot} = 0.6 + 0.9 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : Un cadre  $\emptyset 8$  et un épingle  $\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

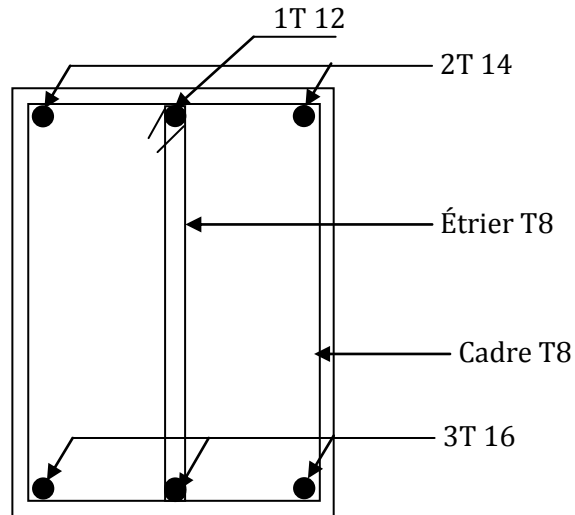


Figure 41 .Schéma de ferrailage de la poutre brisée

### 3.8.2 La deuxième Poutre brisée

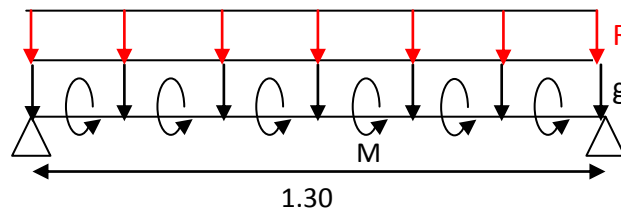


Figure 42. Schéma de chargement

#### 3.8.2.1 . Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait en vérifiant à la fois la condition de la flèche et celle de RPA

- La condition de la flèche

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

$$L = 1.3\text{m} \Rightarrow 6.88 \leq h \leq 13$$

- La condition de RPA

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc on va opter pour  $\begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

### 3.8.2.2 Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25\text{KN/ml}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier ;

$$R = 8.54\text{KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$R_A = R_B = (R + 1.35 \times g) \times 0.65 = 7.52\text{KN}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{(R + 1.35 \times g) \times 1.3^2}{8} = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.4M_0 = -0.98\text{KN.m} & \text{en appui} \\ M_t = 0.85M_0 = 2.07\text{KN.m} & \text{en travée} \end{cases}$$

- **Calcul du ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \\ d = 27\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \end{cases}$$

**Tableau 36.**Résumé des résultats de ferrailage

	<b>M</b> (KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	<b>Z</b> (m)	<b>A<sub>cal</sub></b> (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>A<sub>min</sub></b>
En travée	2.07	0.0062	0.0083	0.269	0.22	0.97
En appuis	0.98	0.0031	0.0039	0.269	0.1	0.97

### 3.8.2.3 Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément réparties dus à l'escalier.

$$M = 18.98\text{KN par mètre,}$$

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_T^{max} = M \times 1.3 = 24.67\text{KNm}$$

- **Calcul du ferrailage**

$$A_L = \frac{M_T \times U \times \gamma_S}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0625$$

Avec  $e = b/6 = 5\text{cm}$

$$U = \frac{4}{3} \times b + 2 \times h = 1\text{m}$$

$$\Rightarrow A_L = \frac{24.65 \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 5.6\text{cm}^2$$

Pour le ferrailage longitudinal on procède comme suit :

$$A_S = A_{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_{\text{torsion}}$$

$$\begin{cases} A_a = 0.97 + 2.8 = 3.77\text{cm}^2 & \text{En appui} & \text{soit } 2HA14 + 1HA12 = 4.21\text{cm}^2 \\ A_t = 0.97 + 2.8 = 3.77\text{cm}^2 & \text{En travée} & \text{soit } 2HA14 + 1HA12 = 4.21\text{cm}^2 \end{cases}$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2}$$

Avec

$$\begin{cases} \tau_{FS} = \frac{V}{b \times d} = \frac{7.52 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.09 \text{ Mpa} \\ \tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.67}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.94 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau = \sqrt{0.9^2 + 3.94^2} = 3.94\text{Mpa} > 3.25 \dots \dots \dots C.N.V$$

On augmente la section de béton et on refaire la vérification pour :  $\begin{cases} b = 30 \\ h = 40 \end{cases}$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0875$$

$$\tau_{FS} = \frac{V}{b \times d} = \frac{7.52 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.067 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.67}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 2.81\text{Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau = \sqrt{0.067^2 + 2.81^2} = 2.81\text{Mpa} < 3.25 \dots \dots \dots C.V$$

Donc on va opter pour :  $\begin{cases} b = 30 \\ h = 40 \end{cases}$

**Calcul des armatures transversales**

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = 0.1 \text{ cm}^2$
$A_t \geq \frac{b \times (\tau - 0.3 f_{t28}) \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t < 0 \text{ cm}^2$	$A_t \geq \frac{M_t \times S_t}{(2 \times \Omega f_{st})} \Rightarrow A_t \geq 0.81$

$$A_t^{tot} = 0.6 + 0.81 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : un cadre  $\varnothing 8$  et un épingle  $\varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

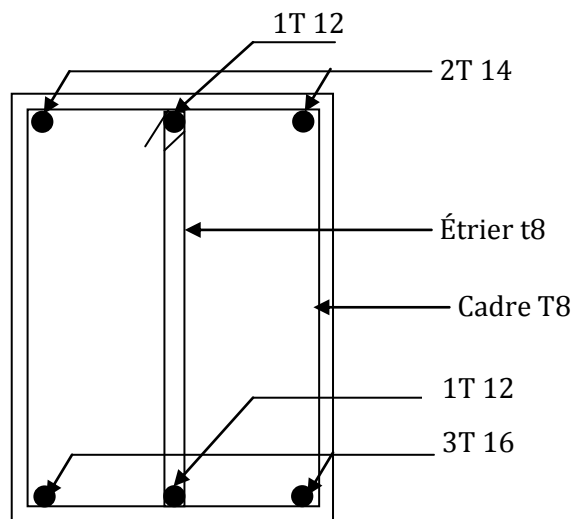
**3.8.2.4 Schéma de ferrailages**

Figure 43 .Schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> poutre brisée

# CHAPITRE 4

## ETUDE DYNAMIQUE

### INTRODUCTION

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

## 4.1 Objectifs et exigences

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

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire.
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent. Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels la stabilité doit être assurée.

## 4.2 Méthodes de calcul

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

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### 4.2.1 Méthode statique équivalente

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

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale**

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

**A** : Coefficient d'accélération de la zone. (*RPA99 (Tableau 4.1)*)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur A dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. *RPA99 (Tableau 4.3)*

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :

$$R = 5$$

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec :

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

**Tableau 37.** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

" Critère q "	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	oui	
4- Régularité en élévation	Oui	
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	non	0.1

Donc :  $Q = 1.2$

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



La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

Dans notre cas on a :

$$W_Q = 5857,5 \text{ KN}$$

$$W_G = 38385,54 \text{ KN}$$

$$W = 38385,5 + (0,2 \times 5857,04)$$

$$W = 39556,9 \text{ KN}$$

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

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

$T_2$  : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment Tableau (4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol.

Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$  donc on aura :

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

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

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

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{Tableau (4-5)}$$

Donc :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{Formule (4-6)}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 46.8m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$C_T = 0.050 \quad \text{Tableau (4-6)}$$

$$T = 0.050 \times (46.8)^{3/4} = 0.89s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \quad \text{Formule (4-7)}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 19.05m, L_y = 20.65m,$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.96 \text{ s} \\ T_y = 0.92 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.89s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.89s$$

### Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 130 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$1.3 \times T = 1.3 \times 0.89 = 1.15 s \quad \text{Art (4.2.4)}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 s$$

On a :

$$T_x = T_y = 0.89s$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.89} \right)^{2/3} = 1.37$$

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

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

$$V_{stx} = V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.37}{5} \times 39556.9 = 1950.94 KN = 195.094t$$

## 4.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Art (4. 3.3)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (**spectre**).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 38.** le spectre de réponse

<b>T</b>	<b><math>U_{x,y}</math></b>	<b>T</b>	<b><math>U_{x,y}</math></b>	<b>T</b>	<b><math>U_{x,y}</math></b>	<b>T</b>	<b><math>U_{x,y}</math></b>	<b>T</b>	<b><math>U_{x,y}</math></b>
0.00	0,188	1.1	0,098	2.2	0,062	3.3	0,043	4.4	0,026
0.10	0,173	1.2	0,092	2.3	0,060	3.4	0,041	4.5	0,025
0.20	0,165	1.3	0,087	2.4	0,058	3.5	0,039	4.6	0,025
0.30	0,165	1.4	0,083	2.5	0,057	3.6	0,037	4.7	0,024
0.40	0,165	1.5	0,079	2.6	0,055	3.7	0,035	4.8	0,023
0.50	0,165	1.6	0,076	2.7	0,054	3.8	0,034	4.9	0,022
0.60	0,146	1.7	0,073	2.8	0,052	3.9	0,032	5	0,021
0.70	0,132	1.8	0,070	2.9	0,051	4	0,031		
0.80	0,122	1.90	0,068	3.00	0,050	4.10	0,030		
0.90	0,112	2.00	0,066	3.10	0,047	4.20	0,029		
1.00	0,104	2.10	0,064	3.20	0,045	4.30	0,027		

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le SAP 2000 version 14

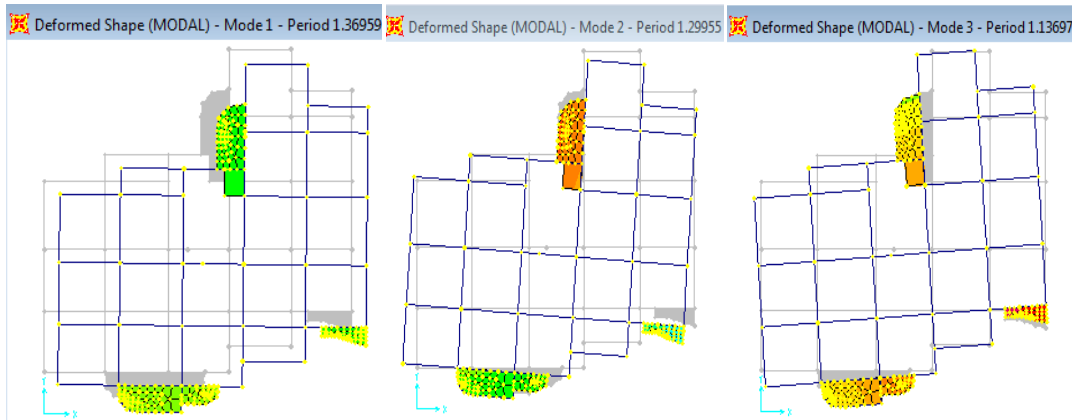
#### 4.2.2.1 La structure sans voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 39.** Résumé des résultats de calcul.

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
<b>1</b>	1,37	0,37901	0,33047	0,0000	0,37901	0,33047	0,0000
<b>2</b>	1,30	0,23082	0,21615	0,0000	0,60983	0,54662	0,0000
<b>3</b>	1,13	0,11319	0,16614	0,0000	0,72302	0,71276	0,0000
<b>4</b>	0,50	0,06188	0,08553	0,0000	0,78489	0,79829	0,0000
<b>5</b>	0,47	0,04619	0,0376	0,0000	0,83108	0,83589	0,0000
<b>6</b>	0,42	0,03073	0,02416	0,0000	0,86181	0,86005	0,0000
<b>7</b>	0,30	0,02586	0,03795	0,0000	0,88768	0,898	0,0000
<b>8</b>	0,29	0,01157	0,01741	0,0000	0,89925	0,91541	0,0000
<b>9</b>	0,27	0,02506	0,01131	0,0000	0,92431	0,92672	0,0000
<b>10</b>	0,21	0,01311	0,00082	0,0000	0,93742	0,92753	0,0000
<b>11</b>	0,21	0,00473	0,01604	0,0000	0,94214	0,94358	0,0001
<b>12</b>	0,19	0,01125	0,01218	0,0000	0,95339	0,95576	0,0001

- **Le comportement de la structure sans voiles**



MODE 1 T= 1.36 s

MODE 2 T= 1.29 s

MODE 3 T= 1.13 s

Translation et Rotation  
autour de (ZZ)

Rotation autour de (ZZ)

Rotation autour de (ZZ)

- **Analyse des résultats :**

On remarque des torsions dans le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>eme</sup> mode avec des périodes qui sont supérieures à celle calculée.

**4.2.2.2 La disposition des voiles adopté**

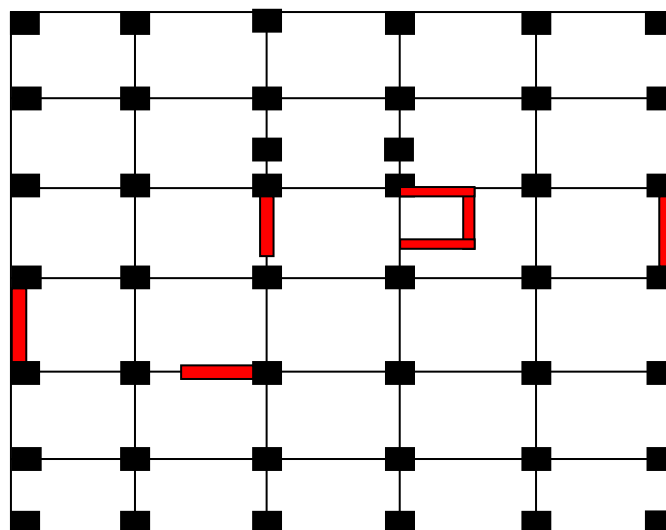


Figure 44. La disposition des voiles

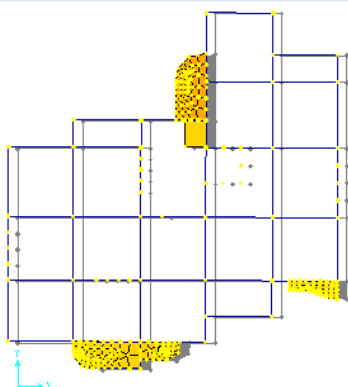
Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 40. Résumé des résultats de calcul.

		INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
MODE	PERIOD	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1,1110	0,67211	0,0118	0,0000	0,6721	0,0118	0,0000
2	0,9562	0,01417	0,6230	0,0000	0,6862	0,6348	0,0000
3	0,8266	0,00516	0,0000	0,0000	0,6914	0,6349	0,0000
4	0,3681	0,1464	0,0002	0,0000	0,8378	0,6351	0,0000
5	0,2755	0,00013	0,1787	0,0000	0,8379	0,8138	0,0000
6	0,2437	0,00137	0,0072	0,0000	0,8393	0,8211	0,0000
7	0,2019	0,07112	0,0000	0,0000	0,9104	0,8211	0,0000
8	0,1364	0,00046	0,0757	0,0000	0,9109	0,8968	0,0000
9	0,13071	0,03401	0,0029	0,0000	0,9449	0,8998	0,0000
10	0,1226	0,00133	0,0071	0,0000	0,9462	0,9069	0,0001
11	0,1008	0,0000	0,0000	0,3247	0,9462	0,9070	0,3248
12	0,0959	0,00024	0,0000	0,1027	0,9465	0,9070	0,4276

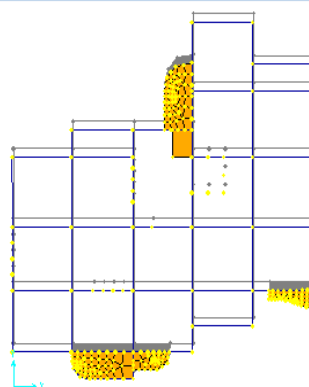
### - Le comportement de la structure

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 1.11109    Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - Period 0.95622    Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - Period 0.82661



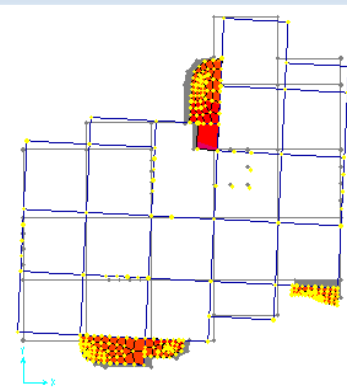
MODE 1 T= 1.11 s

Translation selon (xx)



MODE 2 T= 0,95 s

Translation selon (yy)



MODE 3 T= 0,82 s

Rotation autour de (ZZ)

### - Analyse des résultats

Après plusieurs essais de disposition des voiles, On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon  $x$ , et le deuxième selon  $yy$ . Et la participation massique au 10<sup>ème</sup> mode dépasse les 90 % exigé par le RPA.

## 4.3 Vérification de l'interaction voiles-portiques

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, 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 (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

### 4.3.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

**Tableau 41.** Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	voiles	Portiques	voiles	Portiques
<b>RDC</b>	4189.79	32062.092	11.56	88.44
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	3871.37	28147.144	12.10	87.90
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	3695.45	23620.222	13.53	86.47
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	3481.42	20376.736	14.60	85.40
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	3187.114	17775.924	15.21	84.79
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	2874.218	15366.931	15.76	84.24



<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	2542.398	12916.73	16.45	83.55
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	2193.473	10643.928	17.09	82.91
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	1817.293	8365.972	17.85	82.15
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	1351.584	6354.484	17.54	82.46
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	808.972	4401.017	15.53	84.47
<b>11<sup>ème</sup> étage</b>	558.04	2577.59	17.80	82.20
<b>12<sup>ème</sup> étage</b>	287.647	1254.196	18.66	81.34

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

### 4.3.2 Sous charges horizontales

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

**Tableau 42.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
<b>RDC</b>	1808.548	508.163	78.06	21.94	1338.56	782.407	63.11	36.89
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	1705.129	332.677	83.67	16.33	722.256	744.311	49.24	50.75
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	1569.569	319.715	83.07	14.45	818.502	591.634	58.04	41.95
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	1541.409	275.348	84.84	17.18	598.012	612.988	49.38	50.61
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1350.764	323.195	80.69	19.31	597.669	563.394	51.47	48.52
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	1323.035	252.336	83.98	16.02	710.971	468.188	60.29	39.71
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	1190.768	237.98	83.34	16.66	593.391	462.902	56.17	43.83
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	1169.615	175.369	86.96	13.04	643.838	358.918	64.20	35.80
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	912.77	189.399	82.81	17.19	578.296	298.302	65.97	34.03

<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	905.735	113.936	88.82	11.18	635.192	213.111	74.87	25.13
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	649.914	65.444	90.85	9.15	509.624	174.815	74.45	25.55
<b>11<sup>ème</sup> étage</b>	550.758	68.199	88.98	11.02	456.795	63.515	87.79	12.21
<b>12<sup>ème</sup> étage</b>	300.885	61.012	83.14	16.86	304.525	130.824	69.94	30.06

A partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

## 4.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version2003

### 4.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

$$V_{xdyn} = 2316.71KN$$

$$V_{ydyn} = 2120.96KN$$

On a

$$V_{stx} = V_{sty} = 1950.94KN$$

**Tableau 43.** Vérification de l'effort tranchant à la base.

<b>Résultante des forces sismique</b>	<b><math>V_{dyn}</math> (KN)</b>	<b><math>V_{sta}</math> (KN)</b>	<b><math>V_{dyn}/V_{sta}</math></b>	<b>observation</b>
<b>Sens xx</b>	2316.71	1950.94	1.18	vérifié
<b>Sens yy</b>	2120.96	1950.94	1.08	vérifié

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$  Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

## 4.5 Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.  $R = 5$

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  RPA99 (Article 5.10)

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 44.** Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y					
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
Niv12	3.51	17.55	16.65	0.90	306	0.0029	3.08	15.4	14.1	1.3	0.0042	
Niv11	3.33	16.65	15.55	1.10	306	0.0035	2.82	14.1	12.7	1.4	0.0045	
Niv10	3.11	15.55	14.30	1.25	306	0.004	2.55	12.7	11.3	1.4	0.0045	
Niv9	2.86	14.30	13.00	1.30	306	0.0042	2.27	11.3	9.9	1.4	0.0045	
Niv8	2.60	13.00	11.55	1.45	306	0.0047	1.99	9.9	8.5	1.4	0.0045	
Niv7	2.31	11.55	10.00	1.55	306	0.005	1.71	8.5	7.1	1.4	0.0045	
Niv6	2.00	10.00	8.35	1.67	306	0.0054	1.43	7.1	5.7	1.4	0.0045	
Niv5	1.67	8.35	6.65	1.70	306	0.0055	1.15	5.7	4.4	1.3	0.0042	
Niv4	1.33	6.65	4.95	1.70	306	0.0055	0.89	4.4	3.2	1.2	0.0039	
Niv3	0.99	4.95	3.35	1.60	306	0.0052	0.64	3.2	2.1	1.1	0.0035	
Niv2	0.67	3.35	1.95	1.40	306	0.0045	0.42	2.1	1.1	1	0.0030	
Niv1	0.39	1.95	0.85	1.10	306	0.0035	0.23	1.1	0.4	0.7	0.0022	
RDC	0.17	0.85	0.00	0.85	408	0.002	0.09	0.4	0.0	0.4	0.0009	

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1.70\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

## 4.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Avec ;

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 45. Vérification a L'effet P-Δ.

niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
Niv12	306	1414.45	0.90	361.89	0.01	1.3	435.34	0.013
Niv11	306	2827.37	1.10	618.95	0.016	1.4	520.31	0.024
Niv10	306	4648.63	1.25	715.35	0.026	1.4	684.44	0.031
Niv9	306	6836.82	1.30	1019.67	0.028	1.4	848.30	0.036
Niv8	306	9032.16	1.45	1102.16	0.038	1.4	876.59	0.047
Niv7	306	11348.26	1.55	1344.98	0.042	1.4	1002.75	0.051
Niv6	306	13655.46	1.67	1428.74	0.052	1.4	1056.29	0.059
Niv5	306	16109.71	1.70	1575.37	0.056	1.3	1161.06	0.058
Niv4	306	18510.52	1.70	1673.95	0.061	1.2	1179.15	0.061
Niv3	306	21069.47	1.60	1816.75	0.060	1.1	1211	0.062
Niv2	306	24116.45	1.40	1889.28	0.058	1	1410.13	0.055
Niv1	306	28299.21	1.10	2037.80	0.049	0.7	1466.56	0.044
RDC	408	39556.87	0.85	2316.71	0.035	0.4	2120.96	0.018

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieure a 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

# CHAPITRE 5

## ETUDES DES ELEMENTS PRINCIPAUX

### INTRODUCTION

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

### 5.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminés suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q+E \\ G+Q-E \\ 0.8G+E \\ 0.8G-E \end{array} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{ll} M_{\max} & \longrightarrow N_{\text{correspondant}} \\ N_{\max} & \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} & \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \end{array}$$

## 5.1.1 Les recommandations du RPA 99/2003

### 5.1.1.1 Coffrage

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm en zone IIa}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

### 5.1.1.2 Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes, et 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodales est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = (\max \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$(h_1, b_1)$  : Dimensions de la section transversale du poteau

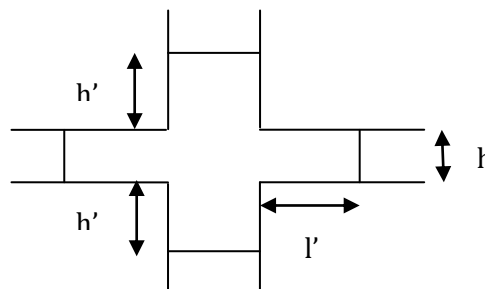


Figure 45. Zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

**Tableau 46.** Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	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)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
RDC et 1 <sup>er</sup>	50*55	22	110	165
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	45*50	18	90	135
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	45*45	16.2	81	121.5
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup>	40*45	14.4	72	108
8 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup>	40*40	12.8	64	96
10 <sup>eme</sup> et 11 <sup>eme</sup>	35*40	11.2	56	84
12 <sup>eme</sup>	30*35	8.4	42	63

### 5.1.1.3 Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$- t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$- t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante).}$$

Avec :

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élançement géométrique}).$$



La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{tmin} = 0.3\%(t \times b_1) \dots\dots\text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{tmin} = 0.8\%(t \times b_1) \dots\dots\text{Si } \lambda_g < 3$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

### 5.1.2 Sollicitation de calcul

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 47.** Sollicitations dans les poteaux.

poteaux	M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>	
	M <sub>max</sub>	N <sub>corres</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>corres</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>corres</sub>
55*50	171.833	53.850	2943.843	-84.622	0.226	9.194
45*50	168.138	75.713	1814.437	-48.077	0.145	10.025
45*45	-142.619	839.073	1254.668	-56.751	0.195	1.966
40*45	126.314	275.6	950.865	-6.028	0.939	54.190
40*40	97.372	251.899	666.131	-6.263	0.844	8.675
35*40	90.823	151.713	397.816	-5.740	0.199	0.042
35*30	-55.202	69.507	206.069	-12.264	0.072	1.568

### 5.1.3 Sections des armatures longitudinales donnent par SAP2000 dans les poteaux

**Tableau 48.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	section	A <sub>min</sub>	A <sub>calc</sub>	A adopté
		RPA	SAP	
RDC	50*55	22	46.78	4T25+4T20+8T16=48.29
1 <sup>er</sup> étage	50*55	22	32.35	4T25+4T20+8T16=48.29
2 <sup>ème</sup> étage	45*50	18	33.53	4T20+8T16+4T14=34.81
3 <sup>ème</sup> étage	45*50	18	31.44	4T20+8T16+4T14=34.81

<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	45*45	16.2	28.06	8T16+8T14=28.38
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	45*45	16.2	25.44	8T16+8T14=28.38
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	40*45	14.4	23.92	16T14=24.63
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	40*45	14.4	20.42	16T14=24.63
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	40*40	12.8	17.22	12T14=18.47
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	40*40	12.8	18.25	12T14=18.47
<b>10<sup>ème</sup> étage</b>	40*35	11.2	14	12T14=18.47
<b>11<sup>ème</sup> étage</b>	40*35	11.2	18.19	12T14=18.47
<b>12<sup>ème</sup> étage</b>	35*30	8.4	13.98	4T14+4T16=14.2

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui de SAP car il est supérieur au ferrailage donné par la recommandation de RPA99 /03.

#### 5.1.4 Sections des armatures transversales dans les poteaux

Tableau 49. Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

<b>Niveau</b>	<b>RDC, et 1<sup>er</sup> étage</b>	<b>2<sup>et</sup> 3<sup>ème</sup> étage</b>	<b>4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	<b>6 et 7<sup>ème</sup> étage</b>	<b>8 et 9<sup>ème</sup> étage</b>	<b>10 et 11<sup>ème</sup> étage</b>	<b>12<sup>ème</sup> étage</b>
<b>Section (cm)</b>	50*55	50*45	45*45	40*45	40*40	40*35	30*35
<b><math>\Phi_{max}</math> (cm)</b>	2.5	2.0	1.6	1.4	1.4	1.4	1.6
<b><math>\Phi_{min}</math> (cm)</b>	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
<b><math>l_f</math> (cm)</b>	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
<b><math>\lambda_g</math></b>	5.71	4.76	4.76	5.35	5.35	6.12	7.14
<b><math>V_u</math> (KN)</b>	143.96	148.96	134.55	115.48	93.19	56.85	31.64
<b><math>l_r</math> (cm)</b>	50	45	45	40	40	35	30
<b><math>t_{zone}</math> nodale (cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10
<b><math>t_{zone}</math></b>	15	15	15	15	15	15	15

<b>courante (cm)</b>							
<b>A<sup>t</sup> (cm)</b>	2.45	4.18	4.2	2.40	2.18	1.33	0.84
<b>A<sup>t min</sup> (cm<sup>2</sup>) Zone nodale</b>	1.5	2.47	2.47	1.2	1.2	1.05	0.9
<b>A<sup>t min</sup> (cm<sup>2</sup>) Zone courante</b>	2.25	3.71	3.71	1.8	1.8	1.57	1.35
<b>A<sup>t adop</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	8T10=6.2 8	8T10=6 .28	6T10=4. 79	6T8=3.0 2	6T8=3. 02	6T8=3. 02	4T8=2. 01

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

## 5.1.5 Vérifications

### 5.1.5.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $l_0 = 4.08$  m et un effort normal égal à 2943.843 KN

On doit vérifier ;

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

Avec :

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.85m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.158m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.85}{0.158} = 18.03 \Rightarrow \alpha = 0.80$$

$$Br = 0.225 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.83 \times \left( \frac{0.225 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 48.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 4852.45 \text{ KN}$$

On a :

$$N_{max} = 2943.843 \text{ KN} < N_u = 4852.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

Donc pas de risque de flambement.

### 5.1.5.2 Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau 50. Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	i	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>max</sub> (KN)
RDC	50*55	4.08	2.85	0.158	18.03	0.80	48.29	2250	4852.45	2943.843
1 <sup>er</sup> étage	50*55	3.06	2.142	0.158	13.55	0.82	48.29	2250	5096.31	2625.54
2 <sup>ème</sup> étage	50*45	3.06	2.142	0.144	14.87	0.82	34.81	1800	3944.11	1814.43
3 <sup>ème</sup> étage	50*45	3.06	2.142	0.144	14.87	0.82	34.81	1800	3944.11	1530.29
4 <sup>ème</sup> étage	45*45	3.06	2.142	0.130	16.47	0.81	28.38	1600	3387.13	1254.56
5 <sup>ème</sup> étage	45*45	3.06	2.142	0.130	16.47	0.81	28.38	1600	3387.13	1099.96
6 <sup>ème</sup> étage	40*45	3.06	2.142	0.130	16.47	0.81	24.63	1400	2956.69	950.86

7 <sup>ème</sup> étage	40*45	3.06	2.142	0.130	16.47	0.81	24.63	1400	2956.69	807.07
8 <sup>ème</sup> étage	40*40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.80	18.47	1225	2457.25	666.13
9 <sup>ème</sup> étage	40*40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.80	18.47	1225	2457.25	529.11
10 <sup>ème</sup> étage	35*40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.80	18.47	1050	2197.99	397.81
11 <sup>ème</sup> étage	35*40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.80	18.47	1050	2197.99	348.73
12 <sup>ème</sup> étage	30*35	3.06	2.142	0.101	21.20	0.79	14.20	750	1591.13	206.06

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_{max} < Nu$ .

### 5.1.5.3 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

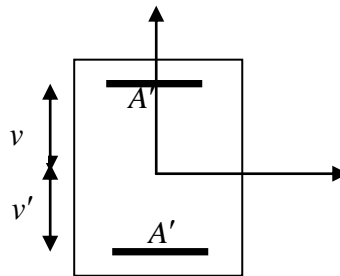


Figure 46. Section d'un poteau

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 51. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50*55	50	48.29	32.19	22.81	0.0098	2943.84	-84.62	7.92	15
2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étage	50*45	45	34.81	28.76	21.24	0.0063	1814.43	-48.07	5.84	15
4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	45*45	40	28.38	25.53	19.47	0.0045	1254.66	-56.75	2.97	15
6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	40*45	40	24.63	25.48	19.52	0.0039	950.86	-6.02	4.88	15
8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	40*40	36	18.47	22.36	17.64	0.0027	666.131	-6.26	3.64	15
10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage	35*40	36	18.47	22.64	17.36	0.0025	397.81	-5.74	2.32	15
12 <sup>eme</sup> étage	35*30	32	14.20	19.94	15.06	0.0015	206.06	-12.26	0.33	15

Du tableau ci-dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

#### 5.1.5.4 Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 52. Vérification des contraintes tangentielles.

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\tau_{adm}$ MPa	observation
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	50*55	2.85	5.71	0.075	50	165.02	0.66	1.87	vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	50*45	2.142	4.76	0.04	45	186.5	0.92	1	vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	45*45	2.142	4.76	0.04	40	165.49	0.91	1	vérifiée
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	40*45	2.142	5.35	0.075	40	133.54	0.83	1.87	vérifiée
8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	40*40	2.142	5.35	0.075	36	119.2	0.82	1.87	vérifiée
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étage	35*40	2.142	6.12	0.075	36	57.24	0.45	1.87	vérifiée
12 <sup>ème</sup> étage	30*35	2.142	7.14	0.075	32	39.36	0.41	1.87	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

### 5.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux :

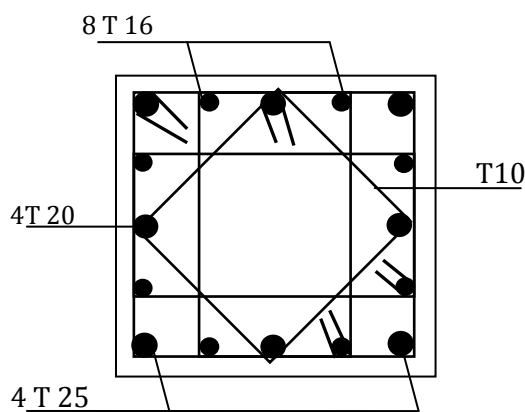


Figure 48. Schéma de ferrailage des poteaux RDC, 1<sup>er</sup> étage.

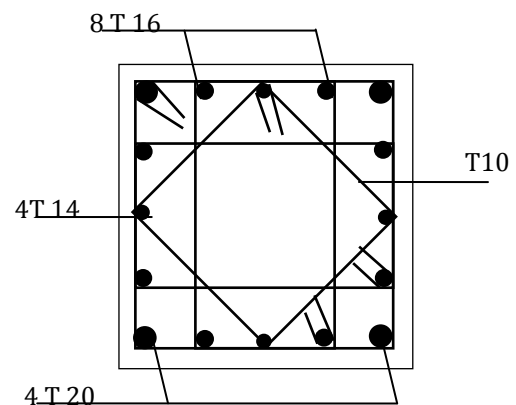


Figure 48. Schéma de ferrailage des poteaux 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.

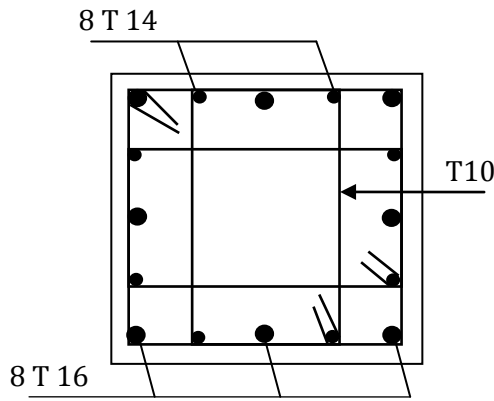


Figure 50. Schéma de ferrailage des poteaux 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage.

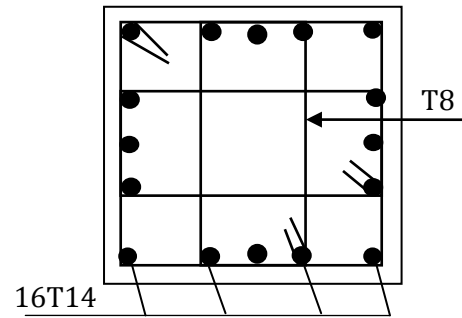


Figure 50. Schéma de ferrailage des poteaux 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage.

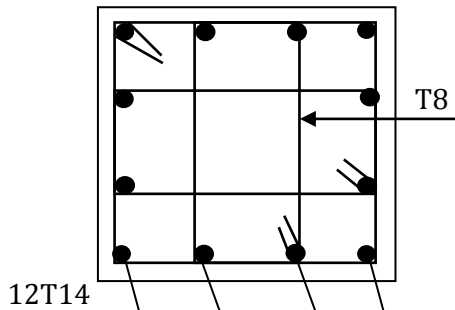


Figure 52. Schéma de ferrailage des poteaux 8, 9, 10 et 11<sup>ème</sup> étage

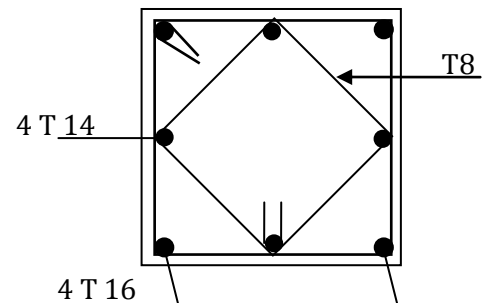


Figure 52. Schéma de ferrailage des poteaux 12<sup>ème</sup> étage

## 5.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :



- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

**RPA99** (Article 5.2)

## 5.2.1 Recommandation du RPA99

### 5.2.1.1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire

$$A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h.$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à  $90^\circ$ .

### 5.2.1.2 Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$  : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre  $\phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## 5.2.2 Ferrailage des poutres

### 5.2.2.1 Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenue le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau 53. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A <sub>calcul</sub> SAP2000	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres
RDC Et Etage courant	Principale	30*40	Appuis	12.07	6	72	12.81	3T20+3T12
			Travée	11.77	6	48	12.81	3T20+3T12
	Secondaire	30*35	Appuis	11.09	5.25	63	12.81	3T20+3T12
			Travée	11.34	5.25	42	12.81	3T20+3T12
terrasse	Principale	30*40	Appuis	4.19	6	72	8.01	3T14+3T12
			Travée	6.38	6	48	8.01	3T14+3T12
	secondaire	30*35	Appuis	4.5	5.25	63	8.01	3T14+3T12
			Travée	6.55	5.25	42	8.01	3T14+3T12

- Longueur de recouvrement ( $l_r$ ) :

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm$$

### 5.2.2.2 Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

a) Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.14; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$  (un cadre et un étrier)

b) Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des armatures transversales :**

- $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66\text{cm}$
- $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 32.4\text{cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 166.37\text{cm}$
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$

On adopte un espacement de **15cm** en zone courante.

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t\right).$$

$$S_t = \min(8.75; 14.4) = 8.75\text{cm}$$

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale sur une longueur de

$$l = 2 \times h = 80\text{cm}.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 < 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 5.2.3 Vérifications

### 5.2.3.1 Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

**Tableau 54.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V_u$ (MN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)	Observation
Principales	0.278	2.43	3.25	Vérifiée
Secondaires	0.264	2.66	3.25	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

### 5.2.3.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- en appui de rives :  $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_c}$
- en appui intermédiaires :  $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 55.** Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (MN)	$M_a$ (MN.m)	$A_{L}^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{L}^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	16.20	0.278	0.186	7.749	-7.64	Vérifiée
Secondaires	16.20	0.264	0.176	7.590	-9.44	Vérifiée

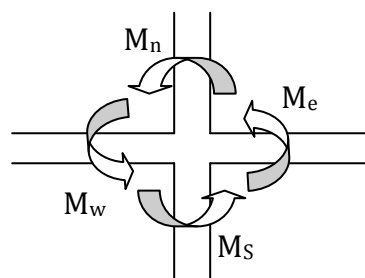
### 5.2.3.3 Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



**Figure 53.** Schéma de la Zone nodale

### a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

1. Des dimensions de la section du béton.
2. De la quantité d'acier dans la section du béton.
3. De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : 
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.9 \times h$$

**Tableau 56.** Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
<b>RDC ,1<sup>er</sup> étage</b>	50*55	49.5	48.29	831.84
<b>2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage</b>	50*45	45	34.81	545.12
<b>4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage</b>	45*45	40.5	28.38	399.98
<b>6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage</b>	40*45	40.5	24.63	347.13
<b>8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage</b>	40*40	36	18.47	231.39
<b>10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage</b>	35*40	36	18.47	231.39
<b>12<sup>ème</sup>étage</b>	30*35	31.5	14.2	155.66

### b) Détermination des moments résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

**Tableau 57.** Moments résistants dans les poutres

Niveau	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Me (KN.m)	Mw (KN.cm)
<b>RDC ,1<sup>er</sup> étage</b>	12.81	16.40	16.40
<b>2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage</b>	12.81	16.40	16.40
<b>4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage</b>	12.81	16.40	16.40
<b>6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage</b>	12.81	16.40	16.40
<b>8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage</b>	12.81	16.40	16.40

<b>10<sup>ème</sup>,11<sup>ème</sup> étage</b>	12.81	16.40	16.40
<b>12<sup>ème</sup>étage</b>	8.01	100.29	100.29

### c) Vérification des zones nodales :

Tableau 58.Vérification des zones nodales

<b>Mn+Ms</b>	<b>1.25*(Me+Mw)</b>	<b>observations</b>
1663.68	401	<b>vérifiée</b>
1090.24	401	<b>vérifiée</b>
799.96	401	<b>vérifiée</b>
694.26	401	<b>vérifiée</b>
462.78	401	<b>vérifiée</b>
462.78	401	<b>vérifiée</b>
311.22	250.72	<b>vérifiée</b>

#### 5.2.3.4 Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcule de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcule de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 59. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$Y(m)$	$I (m^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Principales	appui	63.70	0.18	$15.55 \cdot 10^{-4}$	7.37	vérifiée
	travée	50.64	0.16	$13.39 \cdot 10^{-4}$	6.05	vérifiée
Secondaires	appui	90.67	0.16	$10.31 \cdot 10^{-4}$	14.07	vérifiée
	travée	68.59	0.14	$8.96 \cdot 10^{-4}$	10.71	vérifiée

### 5.2.3.5 Vérification de la flèche

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du *BAEL 91* (Article B.6.5) et du *CBA 93*.

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

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

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

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande. La condition (1) étant vérifiée ; on passe à la seconde :

$$\frac{h}{l} = 0.089 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.14 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

Tel que :

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

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5cm = \frac{390}{1000} = 0.89cm$$

○ **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.67 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutre sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.67 \times G$  La charge permanente qui revient à la poutre.

$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q)$  La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

○ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser}.L^2}{10.E_i.If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser}.L^2}{10.E_i.If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser}.L^2}{10.E_i.If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser}.L^2}{10.E_v.If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.67 \times G = 8.67KN / m$$

$$q_{gser} = 0.67 \times G = 22.24KN / m$$

$$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q) = 27.79KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{8.67 \times 3.9^2}{8} = 12.36KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{22.24 \times 3.9^2}{8} = 31.71KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{27.79 \times 3.9^2}{8} = 39.62KN.m$$

La flèche obtenue par logiciel SOCOTEC est :

$$\Delta f = 0.181cm \leq f_{adm} = 0.89cm$$

⇒ la flèche est vérifiée.



### 5.2.4 Schéma de ferrailage des poutres :

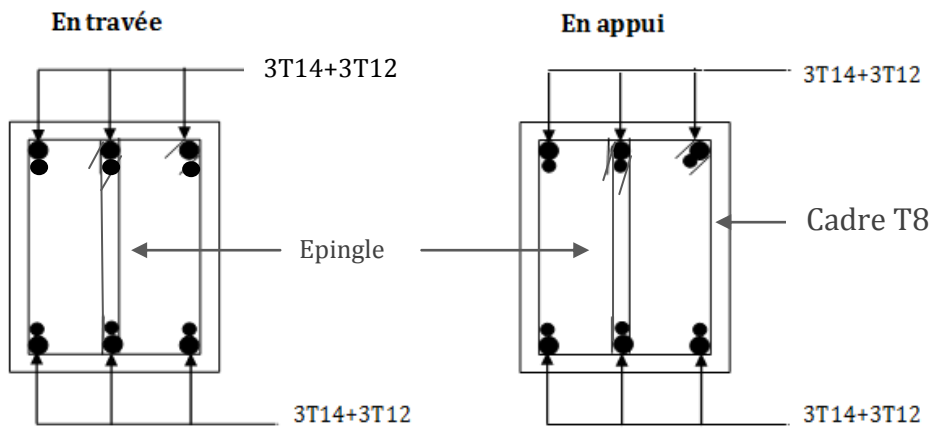


Figure 54.poutres secondaires RDC et étage courant

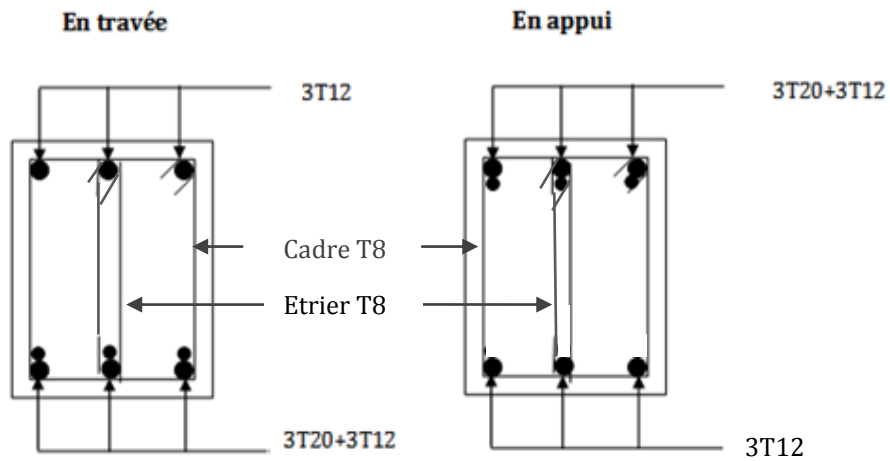


Figure 55.poutres principales RDC et étage courant

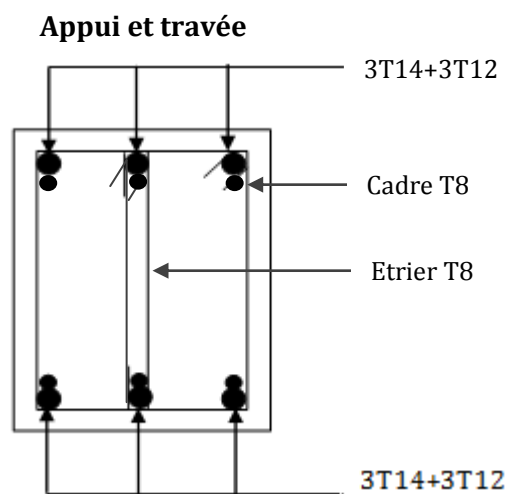


Figure 56.poutres secondaires et principales terrasse

## 5.3 Etude des voiles

### INTRODUCTION

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles 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 seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

### 5.3.1 Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

#### a- Aciers verticaux :

- Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$l_f$ : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$ .
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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).

#### **b- Aciers horizontaux :**

- 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. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\phi$ .

#### **c- Règles communes**

- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

⇒ Globalement dans la section du voile 0.15%

⇒ En zone courante (non tendue) 0.10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales est :

$$S \leq \min(1.5e, 30cm).$$

- 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 :

⇒  $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

⇒  $20\phi$  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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

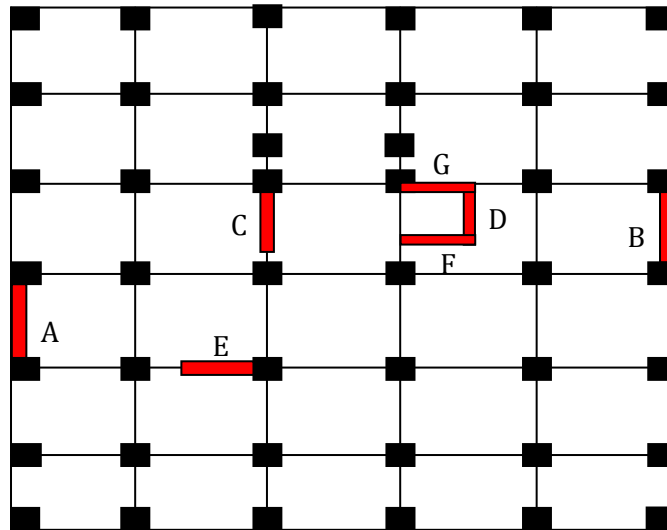


Figure 57. La disposition des voiles

### 5.3.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 60. Sollicitation de calcul dans le voile (A)

voile	$M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$		$N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$		$N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$		V(KN)
	$M_{\max}$	$N_{\text{corres}}$	$N_{\max}$	$M_{\text{corres}}$	$N_{\min}$	$M_{\text{corres}}$	
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage</b>	1765.48	2897.69	2890.50	1766.6	-327.96	1661.47	690.15
<b>3,4 et 5<sup>ème</sup> étage</b>	1148.65	1970.59	1960.40	1145.90	-180.11	1110.53	620.26
<b>6,7 et 8<sup>ème</sup> étage</b>	1607.22	943.49	1605.2	941.22	60	890.66	549.82
<b>9,10, 11 et 12<sup>ème</sup> étage</b>	1100.16	627.70	1093.44	622.90	63.39	589.47	413.11

#### REMARQUE

Les voiles A et B sont presque sollicités avec les mêmes sollicitations donc ils seront ferrillés de la même manière.

### 5.3.3 Ferrailage des voiles

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres sont résumés dans un tableau.

### 5.3.3.1 Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 3.5m, \quad y = \frac{L}{2} = 1.75, \quad d = 3.45m, \quad e = 0.2m$$

$$N = -327.96KN, \quad M = 1661.47KN.m \rightarrow C \text{ en dehors de la section}$$

⇒ calcul d'une section partiellement comprimée.

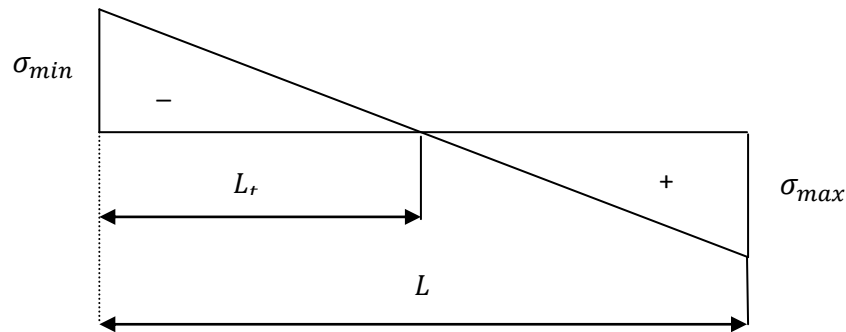
$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = \frac{327.96 \times 10^{-3}}{0.7} + \frac{1661.47 \times 10^{-3}}{0.71} \times 1.75 = 4.56MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y = -3.62MPa$$

Soit :

$L_t$  : la longueur de la partie tendue.

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = 1.54m$$



$$M_{ua} = M - N \times \left(d - \frac{L}{2}\right) = 2266.96KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.067MPa < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.04 \rightarrow z = 3.39m$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 16.71cm^2 \rightarrow A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 16.70cm^2$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est :

$$A_v^{min} = 0.2\% \times e \times L_t = 6.16cm^2$$

On opte pour:

$$A_v^{ZT\ opt} = 8T14 + 10T10 = 20.17cm^2 \quad (\text{dans la zone tendue})$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone comprimée est :

$$A_{min} = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.84cm^2$$

On opte pour:

$$A_v^{ZC\ opt} = 2T8 = 1.01cm^2 \quad (\text{dans la zone comprimée})$$

### 5.3.3.2 Armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = 1.66MPa$$

$$\text{Soit: } S_h = 15cm \rightarrow (1) \rightarrow A_h = 1.55cm^2$$

$$A_{min}^h = 0.15\% \times e \times S_h = 0.45cm^2$$

On opte pour :

$$A_h^{opt} = 2T10 = 1.57cm^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles (A et B) :

**Tableau 61.**ferrailage des voiles (A et B).

Niveaux	RDC ,1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6,7 et 8 <sup>ème</sup> étage	9,10, 11et12 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	0.2*3.5	0.2*3.5	0.2*3.5	0.15*3.5
<b>M(KN. m)</b>	-327.96	1110.53	890.66	589.47
<b>N(KN)</b>	1661.47	-180.11	60.00	63.39
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup>(cm<sup>2</sup>)</b>	18.78	11.95	6.80	4.62
<b>L<sub>t</sub>(cm)</b>	154	157	161	159
<b>A<sub>min</sub><sup>ZT</sup>cm<sup>2</sup></b>	6.16	5.38	5.62	4.49
<b>A<sub>v</sub><sup>min</sup>(cm<sup>2</sup>) /voile</b>	12.32	10.76	11.24	8.98

$A_{v\ opt}^{ZT}(\text{cm}^2)$	20.17	12.31	10.18	10.18
$N^{\text{bre}}\text{barres}/ZT$	8T14+10T10	14T8+4T10	14T8+4T10	14T8+4T10
$A_{\min}^{ZC}(\text{cm}^2)$	0.84	0.62	0.40	0.52
$A_{v\ opt}^{ZC}(\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{\text{bre}}\text{barres}/ZC$	2T8	2T8	2T8	2T8
$S_V(\text{cm})$	18	18	20	20
$A_h^{cal}(\text{cm}^2)$	1.55	1.43	1.26	1.02
$A_h^{opt}(\text{cm}^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{\text{bre}}\text{barres}$	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_H(\text{cm})$	15	15	15	15

Avec :

$A_v^{cal}$  : Section d'armatures verticales calculées ;

$A^{min}/\text{voile}$  : Section minimale des armatures verticales ou horizontales dans le voile ;

$S_V$  : Espacement des armatures verticales ;

$S_H$  : Espacement des armatures horizontales ;

$A_h^{cal}$  : Section d'armatures horizontales calculées ;

$A_{\min}^{ZT}$  : Section d'armatures verticales minimales dans la zone tendue ;

$A_{\min}^{ZC}$  : Section d'armatures verticales minimales dans la zone comprimée ;

$L_t$  : Longueur de la zone tendue ;

$A_{v\ opt}^{ZT}$  : Section d'armatures verticales optées dans la zone tendue ;

$A_{v\ opt}^{ZC}$  : Section d'armatures verticales optées dans la zone comprimée ;

$A_h$  : Section d'armatures horizontales optées.

- Voile (C)

Tableau 62.ferraillage du voile (C).

Niveaux	RDC ,1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6,7 et 8 <sup>ème</sup> étage	9,10, 11 et 12 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.15*2
M(KN. m)	560.673	249.841	100.711	97.252
N(KN)	1886.447	1046.905	695.940	423.365
V(KN)	151.697	164.910	155.176	142.562
$A_v^{cal}(cm^2)$ /face	12.52	10.23	7.45	6.89
$A_v^{min}(cm^2)$ /voile	10.2	10.2	10.2	10.2
$A_{v\ opt}^{ZT}(cm^2)$	0	0	0	0
$A_{min}^{ZC}(cm^2)$	6.8	6.8	6.8	6.8
$A_{v\ opt}^{ZC}(cm^2)$ /face	6.96	11.78	7.54	7.54
N <sup>bre</sup> barres /ZC	15T12	15T10	15T8	15T8
$S_v(cm)$	17	17	17	17
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.88	2.55	1.99	1.55
$A_h^{min}(cm^2)$	5.78	5.78	5.78	5.78
$A_h^{opt}(cm^2)$	6.16	6.16	6.16	6.16
N <sup>bre</sup> barres	4T14	4T14	4T14	4T14
$S_H(cm)$	25	25	25	25



- Voile (E)

Tableau 63.ferraillage du voile (E).

Niveaux	RDC ,1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6,7 et 8 <sup>ème</sup> étage	9,10, 11 et 12 <sup>ème</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.15*2.5
M(KN. m)	284.139	373.562	168.929	120.220
N(KN)	1220.645	1120.326	697.541	361.239
V(KN)	1109.137	373.562	281.229	203.332
L <sub>t</sub> (cm)	98.23	105.11	85.56	84.22
$A_v^{cal}(cm^2)$ /face	25.1	15.38	12.3	10.23
$A_v^{min}(cm^2)$ /voile	5.1	5.1	5.1	5.1
$A_{min}^{ZT}cm^2$	0.34	1.42	1	1
$A_{min}^{ZC}(cm^2)$	0.340	0.986	0.710	
$A_{v opt}(cm^2)$ /face	26.27	18.10	13.85	13.5
N <sup>bre</sup> barres	10T16+4T14	9T16	9T14	9T14
S <sub>V</sub> (cm)	17	17	17	17
$A_h^{cal}(cm^2)$	6.4	3.84	3.075	2.982
$A_h^{min}(cm^2)$	8.66	8.66	8.66	8.66
$A_h^{opt}(cm^2)$	12.57	12.57	12.57	12.57
N <sup>bre</sup> barres	4T20	4T20	4T20	4T20
S <sub>H</sub> (cm)	25	25	25	25

### Cas particulier

Le voile au niveau de la cage d'ascenseur (G, D et F) ne contribue presque pas dans le contreventement, alors son ferraillage est calculé avec les sollicitations données dans le tableau suivant sur toute la hauteur du bâtiment :

**Tableau 64.** ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur (G, D et F).

$M$ $KN.m$	$N$ $KN$	$A_v^{cal}$ $cm^2$	$A_{min}^{ZT}$ $cm^2$	$A_{v\ opt}^{ZT}$ $cm^2$	$A_{v\ opt}^{ZC}$ $cm^2$	$S_v$ $cm^2$	$A_h^{cal}$ $cm^2$	$A_h^{opt}$ $cm^2$	$S_h$ $cm^2$
114.52	-32	1.81	6.24	4T10+10T8=8.16	2T8=1.1	18	0.38	2T8	20

### 5.3.4 Vérification au cisaillement

Selon le RPA99 (Art 7.7.2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \tau_{adm} = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

Ou :

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} \text{ Avec } V = 1.4 \times V_{u\ cal}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

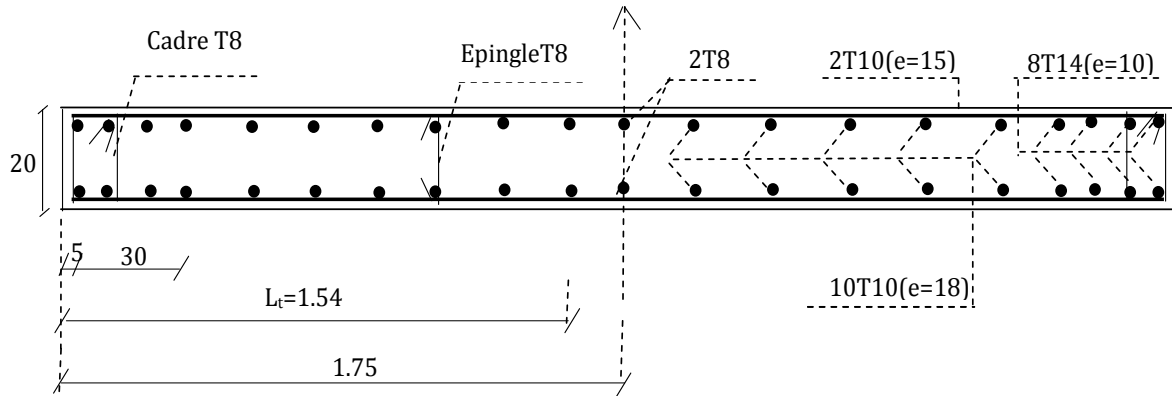
**Tableau 65.** Vérifications aux cisaillements des voiles

	Niveaux	RDC ,1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	6,7 et8 <sup>ème</sup> étage	9,10, 11et12 <sup>ème</sup> étage
<b>Voile (A et B)</b>	$V(KN)$	966.21	868.36	769.74	578.35
	$\tau_b(MPa)$	1.40	1.25	1.11	1.12
<b>Voile (C)</b>	$V(KN)$	212.36	373.562	281.229	203.332
	$\tau_b(MPa)$	0.43	0.76	0.57	0.55
<b>Voile (E)</b>	$V(KN)$	1552.79	522.98	393.72	284.66
	$\tau_b(MPa)$	3.16	1.06	0.80	0.77
<b>Observation</b>		vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

### 5.3.5 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC, 1 et 2<sup>ème</sup> étage comme exemple, et se sera idem pour les autres.



**Figure 58.** Schéma de ferrailage du voile (A et B) au RDC, 1er et 2<sup>ème</sup> étage

# CHAPITRE 6

## ETUDES DES FONDATIONS

### INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide.

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

### 6.1 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2m, du niveau de base, et un taux de travail de 1.4 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$

## 6.2 Les vérifications de types de fondations

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad [?]$$

Avec :

$N$  : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement et les charges.

$S$  : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Afin de déterminé le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

### 6.2.1 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $a \times b$ ) d'où les semelles sont rectangulaires ( $A \times B$ ).

Soit :

$$N = N_{sup} + P_s + P_a$$

Avec:

$N$  : Effort normal transmis par la semelle au sol.

$N_{sup}$ : Effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

$P_a$ : Effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure

$P_s = 20KN$  : Le Poids estimé de la semelle.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne effort normal qui est ;

$$N_{sup} = 2943.843 \text{ KN}$$

On a:

$$P_a = 0.55 \times 0.50 \times 1.5 \times 25 = 10.31 \text{ KN}$$

$$P_s = 20 \text{ KN}$$

$$N = 2974.15 \text{ KN}$$

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

$$\frac{N_u}{A \times B} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2)$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_u \times b}{\sigma_{adm} \times a}} = \sqrt{\frac{0.50 \times 2974.15}{0.55 \times 120}} = 4.74m$$

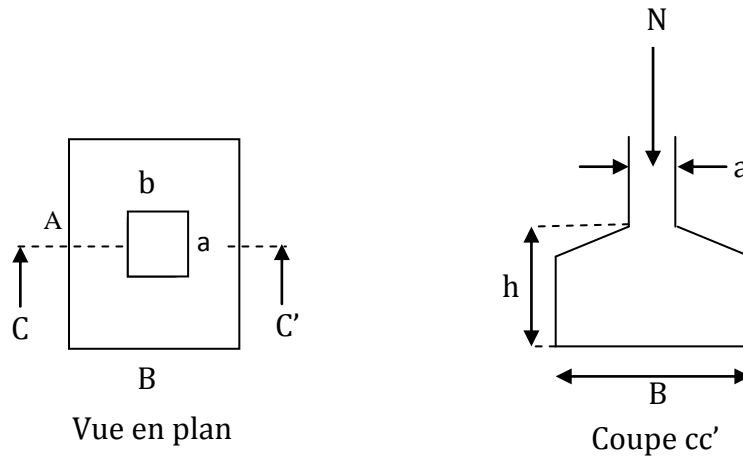


Figure 59. Schéma d'une semelle isolée

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

### 6.2.2 Vérification des semelles filantes

En Choissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique le plus défavorable.

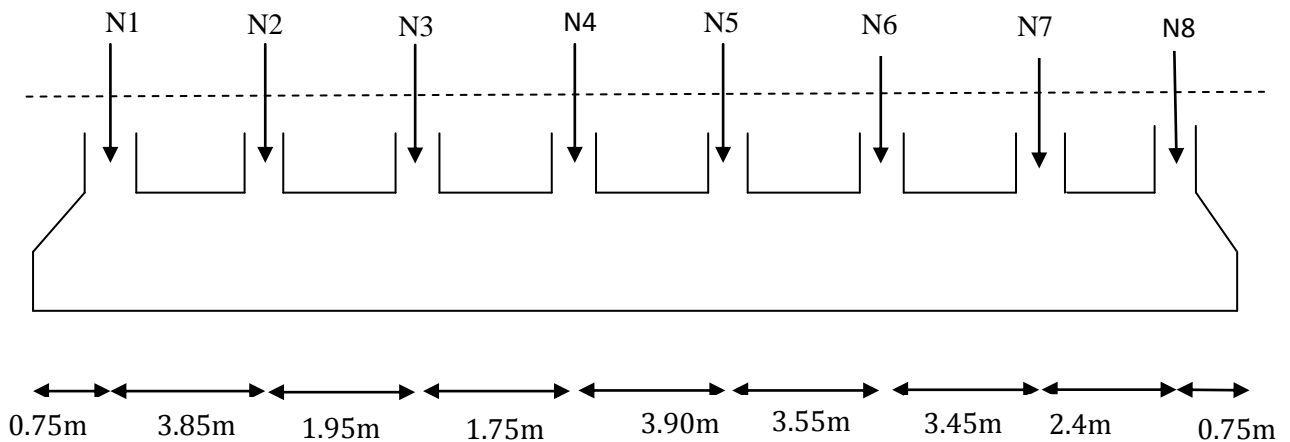


Figure 60. Semelle filante

L'effort normal transmis à la semelle est :

$$N = N_{sup} + P_s$$

$$N_{sup} = \sum N_i = 729.279 + 1135.5 + 1309.683 + 832.028 + 1325.623$$

$$+ 1430.87 + 1003.563$$

$$+ 173.585 = 7940KN$$

$$P_s = 25 \times 1.5 \times 22.65 \times 0.45 = 382.21KN$$

$$N = 7940 + 382.21 = 8322.21 KN$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{8322.21}{22.65 \times 120} = 3.06m$$

Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

### 6.2.3 Radier général

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas. On a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

#### 6.2.3.1 Pré dimensionnement

- Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots \dots \dots (1)$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur des nervures ;

$h_r$  : Hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 390 \text{ cm}$$

En remplaçant dans la relation (2) on obtient :

$$h_r \geq 19.5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 39 \text{ cm}$$

- **La condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max} \dots \dots \dots (1)$$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

On a :

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq 0,52 \text{ m}$$

Donc on prend ;

$$h_t = 60 \text{ cm}$$

$$h_r = 40 \text{ cm}$$

- **Surface du radier**

$N_s = 36251.88$  (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{\text{radier}} = 0,40 \times 25 \times 20.65 \times 19.05 = 3933.82 \text{ KN}$  (Poids du radier)

Poids des nervures sens yy :  $(50/60) = 0,50 \times 0,60 \times 20.65 \times 25 \times 6 = 929.25 \text{ KN}$

Poids des nervures sens xx :  $(55/60) = 0,55 \times 0,60 \times 19.05 \times 25 \times 8 = 1257.30 \text{ KN}$

$$\Sigma N_{\text{ser}} = 36251.88 + 3933.82 + 929.25 + 1257.30 = 42372.25 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{rad}} \geq 302.65 \text{ m}^2$$



La surface du bâtiment

$$S_{bat} = 20.65 \times 19.05 = 393.38 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 302.65 \text{ m}^2 < S_{bat} = 393.38 \text{ m}^2 \rightarrow \text{le radier sans débord}$$

On opte pour une surface qui est égale a la surface du bâtiment ;

$$S_{rad} = S_{bat} = 393.38 \text{ m}^2$$

### 6.2.3.2 Les Vérifications

#### a) Vérification au poinçonnement

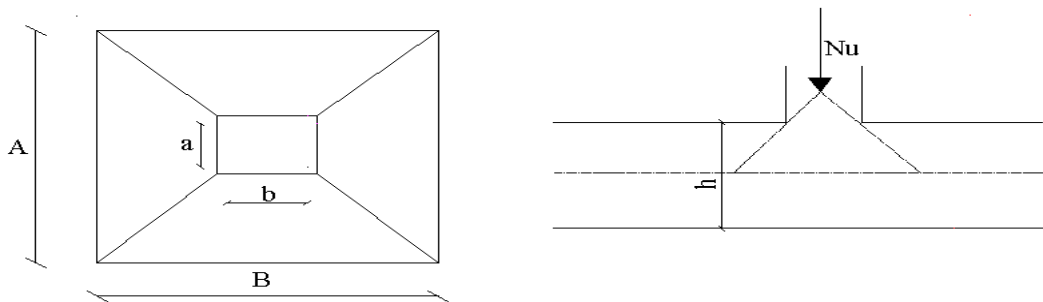


Figure 61. Schéma du poinçonnement.

Il faut vérifier que :

$$N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BEAL, A.5.2.42})$$

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve :

$$U_c = 4.5 \text{ m}$$

$$N_u = 2943.843 \text{ KN}$$

$$N_u = 2.943 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.5 \times 0.6 \times \frac{25}{1.15} = 2.64 \text{ MN} \dots \dots \text{Non vérifié}$$

Donc on augmente la hauteur de la nervure soit;  $h_t = 70 \text{ cm}$ .

$$N_u = 2.943 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.9 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3.35 \text{ MN} \dots \dots \text{vérifié}$$

## b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{42371.25 \times 3.9}{786.76} \times 1 \text{ m} = 210.03 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{210.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.583 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifié}$$

## c) Vérification des contraintes dans le sol

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

On a :

$$I_{xx} = 12472.73 \text{ m}^4,$$

$$I_{yy} = 16109.69 \text{ m}^4$$

$$X_g = 9.52 \text{ m},$$

$$Y_g = 10.82 \text{ m}.$$

- **Dans le sens x-x**

$$N_u = 42372.25 \text{ KN} , M_y = 72834.49 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 150.75 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_2 = 64.67 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 129.23 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 140 \text{ KN/m}^2.$$

- **Dans le sens y-y**

$$N_u = 42372.25 \text{ KN} , M_x = 10662.99 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 116.96 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_2 = 98.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 112.33 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 140 \text{ KN/m}^2$$

### d) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon RPA on doit vérifier que ;

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

- **Suivant x-x**

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{10662.99}{42372.25} = 0.251m < \frac{L_x}{4} = 4.76m \quad \text{C'est vérifié}$$

- **Suivant y-y**

$$e_y = \frac{M_x}{N} = 1.71m < \frac{L_y}{4} = 5.41m \quad \text{C'est vérifié}$$

## 6.3 Ferrailage

### 6.3.1 La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$l_x = 3.85m$$

$$l_y = 3.90m$$

#### 6.3.1.1 Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{55829.85}{393.38} = 141.92KN/m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{42372.25}{393.38} = 107.71KN/m^2.$$

$N_u$  : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 80.77KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 77.10KNm$$

- **En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 68.65KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 65.53KNm$$

- **En appui**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 40.38 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 38.55 \text{KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0.4 \text{m}^2$

### 6.3.1.2 Condition de non fragilité

On calcule  $A_{\min}$  :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 40 \text{cm}$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$\rho = 0.98$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3.23 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.20 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que;

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 3.2 \text{cm}^2 > 0.80 \text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

**Tableau 66.** Résumé des résultats.

		<b>M</b>	<b>A<sub>calc</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>A<sub>adop</sub></b>	<b>S<sub>t</sub></b>
		<b>(KNm)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>(cm)</b>
<b>Sens x-x</b>	<b>Travée</b>	68.65	5.58	3.23	5T14=7.70	20
	<b>Appui</b>	40.38	3.26	3.23	5T12=5.65	20
<b>Sens y-y</b>	<b>Travée</b>	65.63	5.33	3.23	5T12=5.65	20
	<b>Appui</b>	38.55	3.11	3.23	5T12=5.65	20

### 6.3.1.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

- $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 185.28 \text{KN.}$

$$\tau_u = \frac{0.18528}{1 \times 0.32} = 0.579 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$\bullet V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 182.13 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{0.18213}{1 \times 0.32} = 0.569 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié}$$

### 6.3.1.4 Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

On a:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau 67.** Résumé des résultats.

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)	$\sigma_s^{adm}$ (MPa)
Travée	XX	62.01	0.081	0.0011	4.56	202.1	15	240
	YY	60.11	0.059	0.0006	5.91	392.2	15	240
Appui	XX	36.48	0.066	0.0007	3.40	198.5	15	240
	YY	35.36	0.059	0.0006	3.44	230.7	15	240

### Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier en travée, soit 5T16=10.05cm<sup>2</sup>.

### 6.3.1.5 Schéma de ferrailage

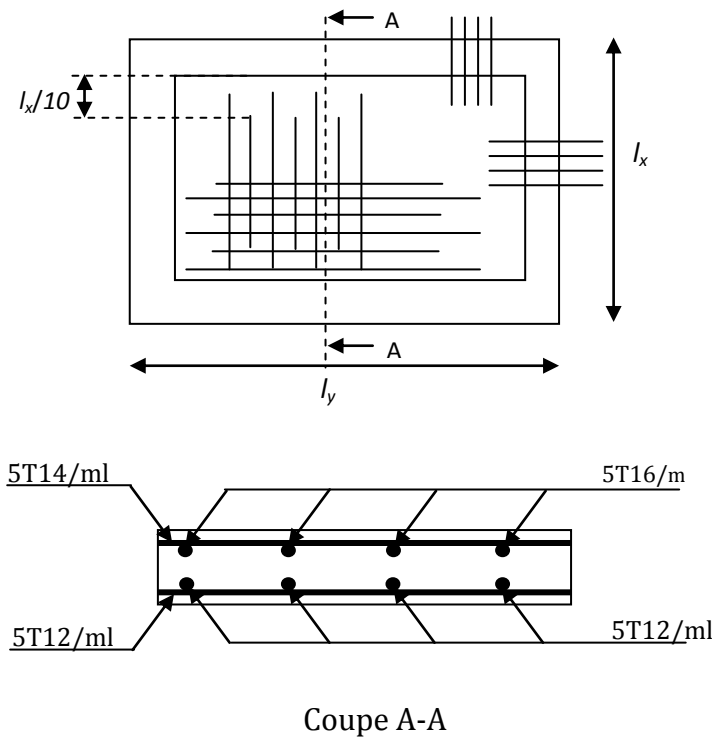


Figure 62. Schéma de ferrailage du radier

## 6.3.2 les nervures du radier

### 6.3.2.1 Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a  $\rho = 0.98 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec ;

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec ;

$P$  : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 141.92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 107.71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### 6.3.2.2 Calcul des sollicitations

#### a) Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

#### b) Moment en travée

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x)

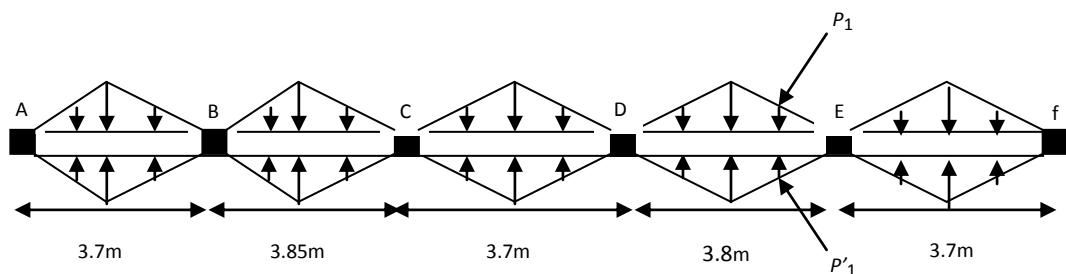


Figure 63. Sollicitations sur les nervures longitudinales

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

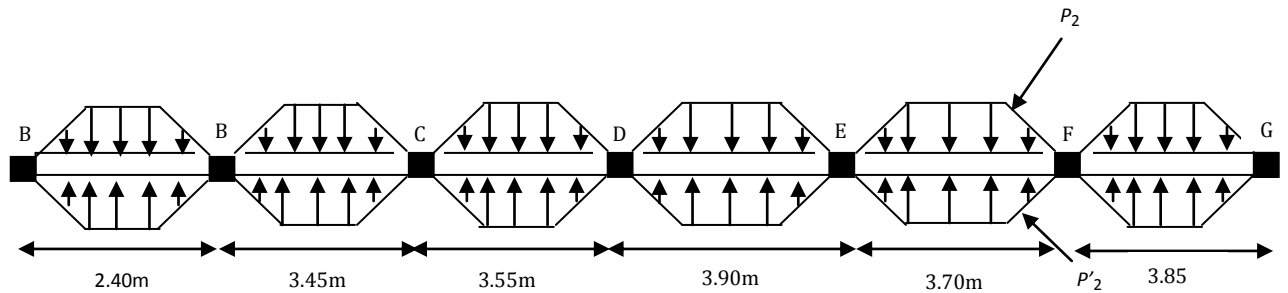
$$P = P_1 + P'_1$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 68.** Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	lx(m)	l'x(m)	P (KN/m)	Ma (KNm)		X (m)	M0(x) (KN .m)	Mt (KNm)
				Mg	Md			
A-B	3.70	3.70	350.06	89.87	455.41	1.15	208.09	411.57
B-C	3.85	3.08	291.40	455.41	307.30	1.56	253.50	652.89
C-D	3.70	2.96	280.05	307.30	300.85	1.83	242.83	546.93
D-E	3.80	3.04	287.62	300.85	450.55	1.56	247.96	610.26
E-F	3.70	3.70	350.06	450.55	89.85	1.16	209.07	546.53

• Sens transversal (y-y):



**Figure 64.** Sollicitations sur les nervures transversales

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P'_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_2 + P'_2$$



Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 69.**Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	$l_y$ (m)	$l'_y$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M0(x)$ (KN .m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$			
<b>A-B</b>	2.4	2.4	115.78	15.32	116.27	1.56	92.98	173.91
<b>B-C</b>	3.45	2.76	166.43	116.27	155.93	1.80	210.75	365.62
<b>C-D</b>	3.55	2.84	171.29	155.93	190.26	1.83	131.15	304.77
<b>D-E</b>	3.90	3.12	188.18	190.26	200.18	1.96	269.81	465.05
<b>E-F</b>	3.70	2.96	178.53	200.18	263.13	1.96	242.00	475.52
<b>F-G</b>	3.85	3.85	185.77	263.13	51.62	1.53	251.87	430.94

### 6.3.2.3 Ferrailage des nervures

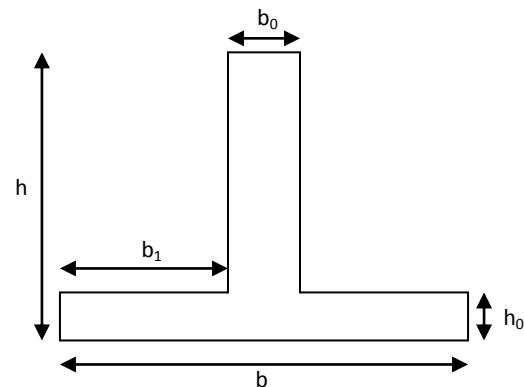
Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.7m$$

$$h_0 = 0.4m$$

$$b_0 = 0.50m$$

$$d = 0.65m$$



**Figure 65.**Section à ferrailer

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{390}{10}; \frac{3.85}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(39; 192.5)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.39m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.30m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 70. Résumé des résultats.

Sens	Localisation	M <sub>u</sub> (KNm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	652.89	30.20	10.20	4T25+4T20=32.21
	Appui	455.41	20.76	10.20	8T20=25.13
Y-Y	Travée	475.52	21.71	10.20	8T20=25.13
	Appui	263.13	11.84	10.20	8T14=12.32

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 71. Résumé des résultats.

Sens	Localisation	M <sub>ser</sub> (KNm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
X-X	Travée	366.38	5.20	15	198.06	240
	Appui	186.83	2.29	15	69.06	240
Y-Y	Travée	360.89	5.12	15	195.10	240
	Appui	199.70	2.43	15	73.08	240

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0.3877MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.45MPa < 2.5MPa.$$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(20; 50; 14) = 14mm \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(17.5; 12; 14) = 12cm \text{ Soit } S_t = 10cm.$$

### 6.3.2.4 Schéma de ferrailage

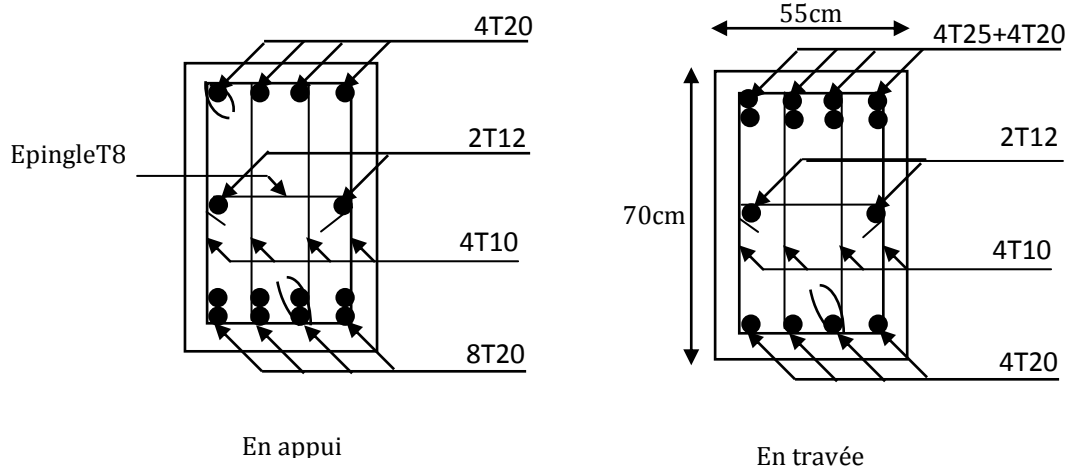


Figure 66. Ferrailage des nervures sens x-x

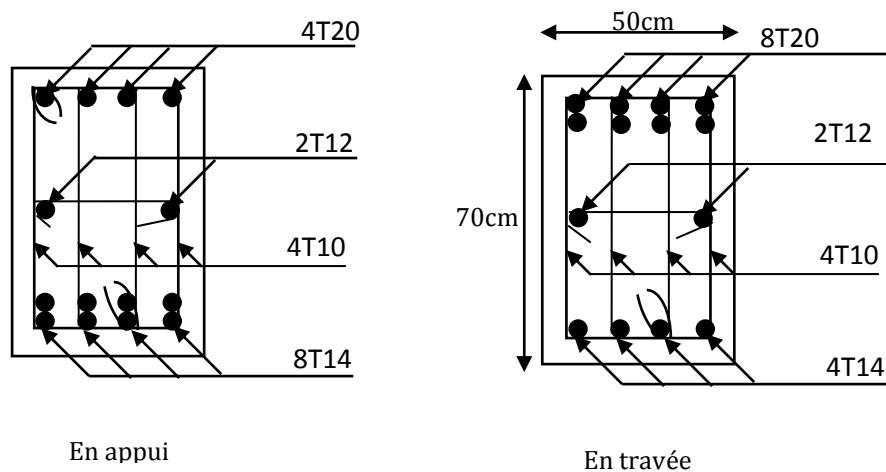


Figure 67. Ferrailage des nervures sens y-y

## 6.4 Voile périphérique

### 6.4.1 Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale  $e_p \geq 15$  cm. On prend  $e_p = 20$  cm

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encadrée en pied et articulée en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

### 6.4.2 Caractéristiques des voiles

- Hauteur  $h = 3$  m.
- Epaisseur  $e = 20$ cm.
- Largeur  $L = 3.90$  m

### 6.4.3 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique :  $\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup>.
- Angle de frottement :  $\varphi = 25^\circ$ .

### 6.4.4 Méthode de calcul

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encadré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

$Q$  : Surcharge d'exploitation  $Q = 10$  KN/ml

$\gamma$  : Poids spécifique du sol  $\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup>

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sous-sol  $\varphi = 25^\circ$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,40$$

$\delta$  : Angle de frottement sol structure on prend  $\delta = 0$

#### ➤ Sollicitations

##### a. Poussée des terres

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P_1 = 20 \times 3 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 24 \text{ KN/m}^2$$

### b. Charge due à la surcharge

$$p_2 = K'_a \cdot Q = Q \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 4 \text{ KN/m}^2$$

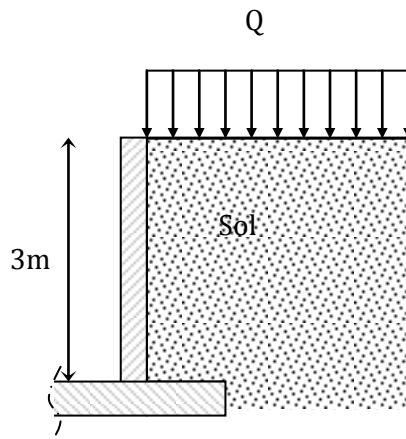


Figure 68. Voile périphérique

### Remarque

On va encrer notre bâtiment avec un encrage de 3metre, donc on peut exploiter le sous sol.

### 6.4.5 Ferrailage

#### ➤ Calcul A l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 38.40 \text{ KN/m}$$

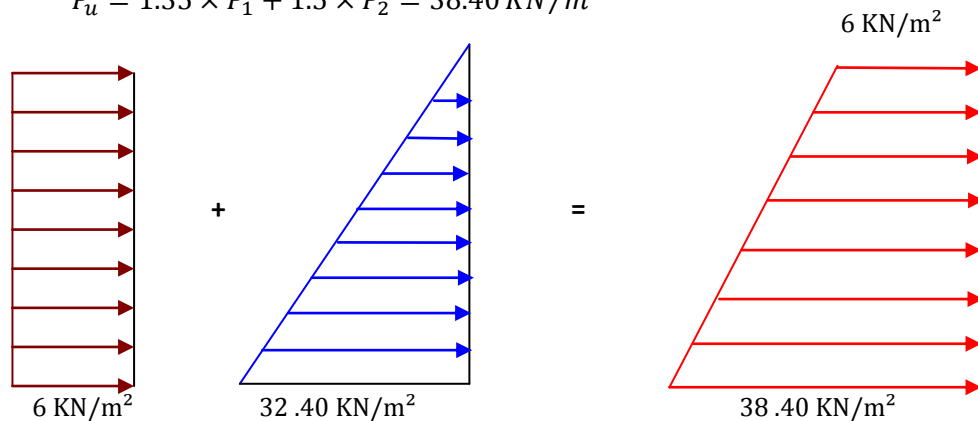


Figure 69. Diagramme des contraintes.

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphériques se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$l_x = 3 \text{ m.}$$

$$l_y = 3.9 \text{ m.}$$

$$b = 1m.$$

$$h = 20cm.$$

$$ep = 20cm.$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 38.40 + 6}{4} = 30.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.76 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 16.58 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 8.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments retenues**

- **En travée**

$$\text{Sens (x) : } M_t = 0.85M_{ox} = 14.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_t = 0.85M_{oy} = 7.42 \text{ KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_a = 0.5M_{ox} = 8.29 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 72.:** Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	choix
x-x	En travée	14.09	2.28	3,93	20	5HA10
	En appui	8.29	1.33	3,14	25	4HA10
y-y	En travée	7.42	1.19	3,93	20	5HA10
	En appui	8.29	0.70	3,14	25	4HA10

- **Vérifications**

- **Condition de non-fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.79 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{30.3 \times 3.9}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.76}{2}} = 42.09 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{42,09}{1 \cdot 0,18} = 0,233 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa. ....condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 24 + 4}{4} = 25.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.658 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 15.31 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 10.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\text{Sens (x)} : M_t = 0.85 M_{ox} = 13.01 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y)} : M_t = 0.85 M_{oy} = 8.55 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui**

$$M_a = 0.5 M_{ox} = 6.50 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 210 \text{ MPa.}$$

Tableau 73. Vérification des contraintes dans le voile périphérique

Sens		M (KN.M)	Y(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Vérification
x-x	En travée	13.01	4.38	3.58	166.97	Vérifiée
	En appui	6.50	4,38	2.10	98.21	Vérifiée
y-y	En travée	8.55	4.38	2.35	109.86	Vérifiée
	En appui	6.50	4.38	1.38	64.62	Vérifiée

### 6.4.6 Schémas de ferrailage de voile périphérique

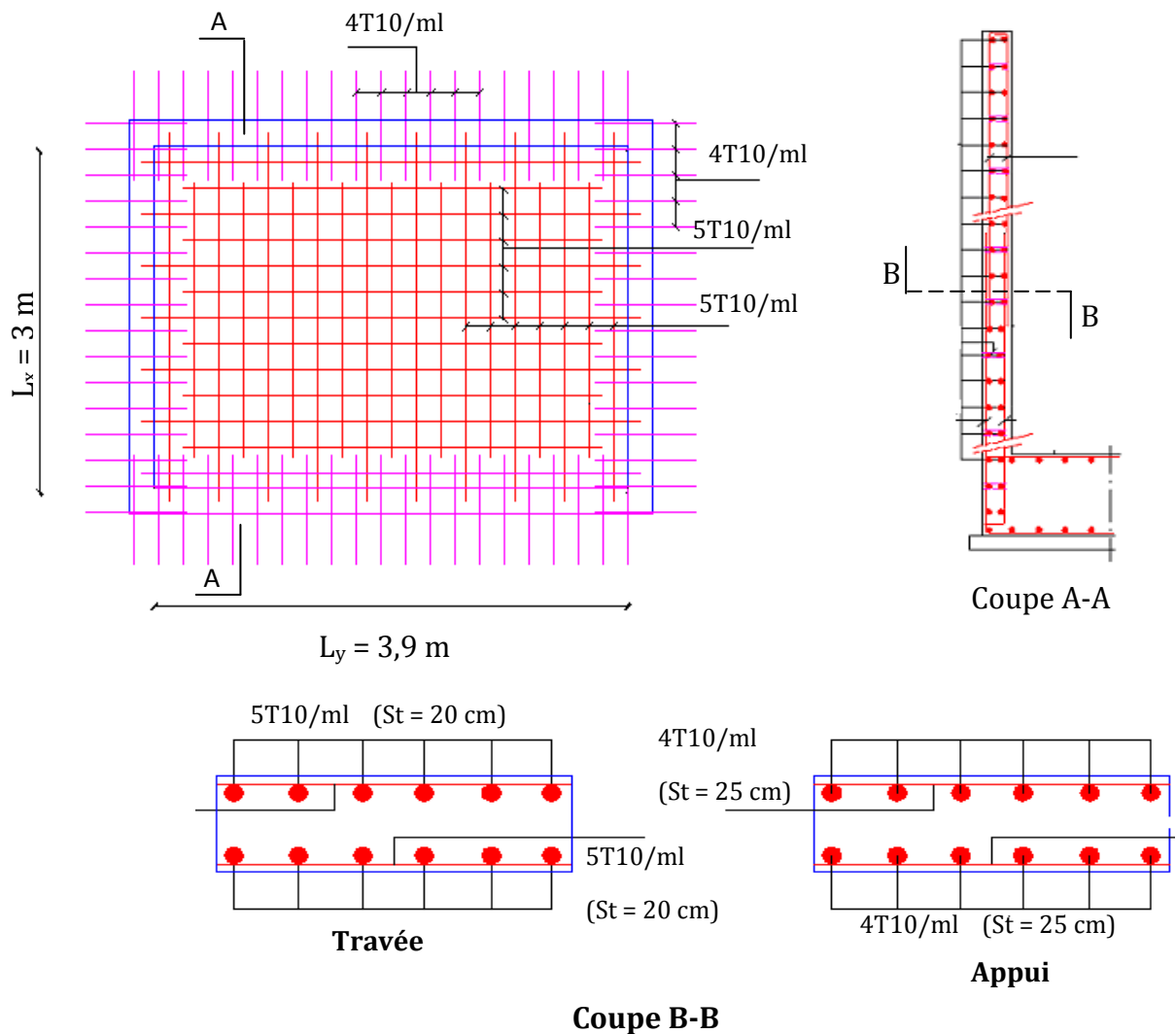


Figure 70. Schéma de ferrailage du voile Périphérique.



# CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment a usage d'habitation contreventée par les voiles (voile –portique), est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (SAP 2000).

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

On a constaté au cours de notre étude que l'introduction des escaliers influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion), donc il faut étudier le comportement (meilleure disposition des voiles) en tenant compte de ces derniers dans la structure modélisée.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- $\Delta$ .

- Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- Respect de réglementation parasismique ;
- Conception architecturale parasismique ;
- Mise en œuvre soignée de la construction.

# 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*).
- DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles. (*Edition OPU 2005*).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93). (*Edition CGS Décembre 1993*).
- M.Belazougui : calcul des ouvrages en béton armé. (*Edition OPU 1991*).
- Gérard Philipponnat et Bertrand Hubert : Fondations et ouvrages en terre, (*Edition Eyrolles 2003*).
- Cours de béton armé, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

## Logiciels

- **SAP 2000 V14.2.**
- **Auto CAD 2011.**
- **BaelR V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998
- **BaelC, V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998

# Annexe A

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694

## Annexe B

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