

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

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

## Thème

# Etude d'un Hôtel en béton armé (R+8 et R+2) « Le Zephyr »

Présenté par :

Razika SLIMANI

Souhila SLIMANI

Soutenu devant le jury :

M<sup>me</sup>. CHIKH AMAR Habiba

Présidente

M<sup>r</sup>. BELHAMEDI Nourredine

Encadreur

M<sup>me</sup>. MANSOURI Naima

Examinatrice

## *Remerciements*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur M<sup>r</sup> BELHAMDI qui nous a suivis et guider tout au long de ce travail.*

*Nous tenons également à remercier M<sup>r</sup> HEOUARI, M<sup>elle</sup> BEDJAOUI, M<sup>elle</sup> TAGZOUT pour leur aides et leur conseils.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Je dédie ce travail à :*

*À mes parents : à ma très chère mère qui a été toujours là à mes cotés pour me soutenir et une épaule sur laquelle je m'appui à chaque fois, à mon père qui a tout fait pour que je manque de rien, et quelque soie ce que je fais ou ce que je dis je ne peux pas vous rendre ce que vous avez fait pour moi merci à vous, sans vous je serai rien.*

*A mes très chers frères et sœurs : Lamia ; Bania ; Saida ; Hassiba ; Nourredine ; Wissem ; Lamine.*

*A mes petits neveux et nièces que j'aime beaucoup.*

*A mes très chers cousins et cousines sans exception.*

*A mes belles sœurs et mon adorable grande mère.*

*A tout mes amis et collègues et chaque personne que je connais.*

*A ma chère collègue et ami Souhila avec laquelle j'ai passé un bon moment tout au long de ce travail je te souhaite tout le bonheur du monde.*

*Razika.*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, que dieu les gardent pour moi.*

*A mes chers frères Ahmed, Yacine et Samir.*

*A mon adorable sœur Karima*

*A mon adorable sœur Ouiza et son mari Hamid et ses enfants (Iman et Younes).*

*A mes deux tantes Ldjida et fatima*

*A mes oncles Ismail et makrane*

*A mes adorables copines et amis: Sylia, Celia, Amel, Djida, Khadidja, Hanane, Lynda. Je leurs souhaite tout le bonheur du monde.*

*A tous ceux qui m'aiment et me souhaitent la réussite.*

*A ma troisième sœur et binôme Razika et sa famille.*

*A tout les personnes de mon village Beni k'sila sans exception.*

*Souhila.*

# Table des matières

---

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJET .....</b>	<b>3</b>
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	3
1.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE .....	3
1.3. DONNEES GEOTECHNIQUE DU SITE.....	4
1.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURALES.....	6
1.4.1. Ossature et système de contreventement.....	6
1.4.2. Les planchers .....	6
1.4.3. La maçonnerie .....	6
1.4.4. L'acrotère.....	6
1.5. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES.....	7
1.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX .....	7
1.7. ACTIONS .....	9
1.7.1. Actions permanentes( $G$ ).....	9
1.7.2. Actions variables( $Q_i$ ).....	10
1.7.3. Actions accidentelles( $F_A$ ).....	10
1.8. COMBINAISONS D'ACTIONS .....	10
1.8.1. Combinaisons d'actions à L'ELU .....	10
1.8.2. Combinaisons d'actions à L'ELS.....	11
<b>CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....</b>	<b>12</b>
2.1. INTRODUCTION.....	12
2.2. LE PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU BLOC A .....	12
2.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	12
2.2.1.1. Plancher .....	12
2.2.1.2. Poutrelles.....	13
2.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	14
2.2.2.1. Poutres.....	14
2.2.2.2. Poteaux .....	15
2.2.3. Evaluation des charges et surcharge .....	16
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DU BLOC B .....	17
2.3.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	17
2.3.1.1. Plancher à corps creux .....	17
2.3.1.2. Poutrelles.....	18
2.3.1.3. Plancher à dalle pleine .....	18
2.3.1.4. Les escaliers .....	20
2.3.2. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	26
2.3.2.1. Voiles .....	26
2.3.2.2. Les poutres .....	26
2.3.2.3. Poteaux.....	27
2.3.3. Evaluation des charges et surcharge .....	27
2.3.4. Descente de charge .....	29

<b>CHAPITRE 3</b>	<b>CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....</b>	<b>33</b>
3.1.	CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	33
3.1.1.	<i>Calcul des planchers</i> .....	33
3.1.1.1.	Plancher à corps creux .....	33
3.1.1.2.	Etude des dalles pleines.....	57
3.1.2.	<i>Étude de l'acrotère</i> .....	67
3.1.3.	<i>Etude de l'ascenseur</i> .....	72
3.1.4.	<i>Etude des escaliers</i> .....	80
3.1.4.1.	Etude de l'escalier type 1 (à trois volées) .....	80
2.	VERIFICATIONS A L'ELU .....	81
3.1.4.2.	Etude de l'escalier type2 à deux volées droites (du 4ème jusqu'à 8ém étage) .....	87
3.1.4.3.	Etude de la poutre palière .....	90
3.1.4.4.	Etude de l'escalier type 3 (balancé) .....	94
3.1.4.5.	Poutre inclinée.....	98
3.1.5.	<i>Poutre de chainage</i> .....	99
<b>CHAPITRE 4</b>	<b>MODELISATION 3D ET ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>102</b>
4.1.	MODELISATION .....	102
4.2.	METHODES DE CALCUL DES FORCES SISMIQUES .....	103
4.3.	ETUDE DU BLOC A(S-SOL+RDC+2) .....	104
4.3.1.	<i>Mode de vibration et taux de participation des masses</i> .....	104
4.3.2.	<i>Vérification de l'effort normal réduit</i> .....	106
4.3.3.	<i>Vérification vis-à-vis des déformations</i> .....	106
4.3.4.	<i>Justification vis-à-vis de l'effet <math>P - \Delta</math></i> .....	107
4.3.5.	<i>Justification de la résultante des forces sismiques de calcul</i> .....	107
4.4.	BLOC B (SOUS-SOL+RDC+8).....	110
4.4.1.	<i>Disposition des voiles</i> .....	111
4.4.2.	<i>Modes de vibration et taux de participation des masses</i> .....	111
4.4.3.	<i>Vérification de l'effort normal réduit</i> .....	114
4.4.4.	<i>Justification de l'interaction voiles-portiques</i> .....	114
4.4.5.	<i>Vérification vis à vis des déformations</i> .....	116
4.4.6.	<i>Justification vis-à-vis de l'effet <math>P - \Delta</math></i> .....	116
4.4.7.	<i>Justification de la résultante des forces sismiques de calcul</i> .....	117
4.5.	JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DU JOINT SISMIQUE ENTRE LES DEUX BLOCS .....	119
<b>CHAPITRE 5</b>	<b>FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</b>	<b>120</b>
5.1.	LES POTEAUX.....	120
5.1.1.	<i>Calcul du ferrailage</i> .....	122
5.1.1.1.	Ferrailage longitudinale .....	122
5.1.1.2.	Ferrailage transversale.....	122
5.2.	ETUDE DES POUTRES.....	128
5.2.1.	<i>Calcul du ferrailage</i> .....	130
5.2.1.1.	Vérification des armatures selon le RPA99/version2003 .....	131
5.2.1.2.	Vérification à l'ELU.....	133
5.2.1.3.	Verification à l'ELS.....	133
5.2.2.	<i>Schéma de ferrailage des poutres</i> .....	134
5.2.3.	<i>Vérification des zones nodales</i> .....	137

---

5.3. LES VOILES .....	138
5.3.2. Calcul du ferrailage.....	140
<b>CHAPITRE 6 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....</b>	<b>143</b>
6.1. INTRODUCTION.....	143
6.2. CHOIS DE TYPES DES FONDATIONS .....	143
6.3. ETUDE DES FONDATIONS.....	143
6.3.1. Vérification de la semelle isolée .....	143
6.3.2. Vérification de la semelle filante .....	144
6.3.3. Radier générale .....	145
6.3.3.1. Pré dimensionnement.....	145
6.3.3.2. Ferrailage du radier générale.....	149
6.4. VOILE PERIPHERIQUE .....	158
6.4.1. Evaluation de charge et surcharge .....	159
6.4.2. Ferrailage du voile périphérique.....	160
6.4.3. Schéma de ferrailage.....	162
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>163</b>
<b>Bibliographie.</b>	

# Table des figures

---

FIGURE 1.1 : FAÇADE PRINCIPALE.....	2
FIGURE 2.1 : DISPOSITION DES POUTRELLES POUR LE BLOC A.....	13
FIGURE 2.2 : COUPE DU PLANCHER A CORPS CREUX.....	13
FIGURE 2.3 : SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	14
FIGURE 2.5 : SENS DE DISPOSITION DES POUTRELLES POUR LE BLOC B.....	17
FIGURE 2.6 : COUPE DU PLANCHER CORPS CREUX DU BLOC B.....	18
FIGURE 2.7 : DALLE SUR UN SEUL APPUI.....	19
FIGURE 2.8 : DALLE SUR DEUX APPUIS.....	19
FIGURE 2.9 : DALLE SUR TROIS APPUIS.....	19
FIGURE 2.10 : SCHEMA D'UN ESCALIER.....	20
FIGURE 2.11 : VUE EN PLAN DE LA VOLEE 2.....	21
FIGURE 2.12 : VUE EN PLAN DE L'ESCALIER BALANCE AU.....	24
FIGURE 2.13 : VUE EN PLAN DE L'ESCALIER BALANCE AU NIVEAU 1 <sup>ER</sup> ETAGE.....	24
FIGURE 2.14 : VUE EN PLAN DE L'ESCALIER BALANCE AU NIVEAU 2 <sup>EME</sup> ET 3 <sup>EME</sup> ETAGE.....	24
FIGURE 2.15 : VUE EN PLAN D'UN VOILE.....	26
FIGURE 2.16 : SURFACE AFFERENTE POUR LE POTEAU 5C.....	29
FIGURE 3.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	56
FIGURE 3.2 : DALLE SUR DEUX APPUIS.....	57
FIGURE 3.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR 2 APPUIS.....	61
FIGURE 3.4 : DALLE SUR UN SEUL APPUI.....	62
FIGURE 3.5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR 1 APPUI (BALCON).....	64
FIGURE 3.6 : DALLE PORTE A FAUX.....	64
FIGURE 3.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PORTE A FAUX.....	65
FIGURE 3.8 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.....	67
FIGURE 3.9 : COUPE TRANSVERSAL DE L'ACROTERE.....	67
FIGURE 3.10 : SECTION DE CALCUL DE L'ACROTERE.....	70
FIGURE 3.11 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	72
FIGURE 3.12 : SCHEMA DE LA CAGE D'ASCENSEUR.....	72
FIGURE 3.13 : SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACTE.....	76
FIGURE 3.14 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR.....	79
FIGURE 3.15 : VUE EN PLAN DE L'ESCALIER A TROIS VOLEES.....	80
FIGURE 3.16 : SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 1.....	80
FIGURE 3.17 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 1.....	83
FIGURE 3.18 : SCHEMA STATIQUE POUR LA VOLEE 1.....	83
FIGURE 3.19 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 2.....	85
FIGURE 3.20 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 3.....	87
FIGURE 3.21 : ESCALIER A DEUX VOLEES DROITES.....	88
FIGURE 3.22 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES PALIERS ET VOLEE.....	90
FIGURE 3.23 : SECTION CREUSE EQUIVALENTE.....	92
FIGURE 3.24 : VUE EN PLAN DE L'ESCALIER BALANCE AU NIVEAU RDC.....	94
FIGURE 3.25 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE V1.....	96
FIGURE 3.26 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 3.....	97



---

FIGURE 3.27 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE INCLINEE .....	99
FIGURE 3.28 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	101
FIGURE 4.1 : MODELE DU BLOC A.....	104
FIGURE 4.5 : MODELE DU BLOC R+8.....	110
FIGURE 4.6 : DISPOSITION DES VOILES .....	111
FIGURE 4.7 : 1 <sup>ER</sup> MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON L'AXE X).....	112
FIGURE 4.8 : 2 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON L'AXE Y) .....	113
FIGURE 4.9 : 3 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION (TORSION AUTOUR DE L'AXE Z).....	113
FIGURE 4.10 : VUE EN PLAN DES POINTS ETUDIES.....	119
FIGURE 5.1 : FERRAILLAGE DES POTEAUX RDC ET 1 <sup>ER</sup> ETAGE.....	127
FIGURE 5.2 : FERRAILLAGE DES POTEAUX SOUS-SOL.....	127
FIGURE 5.3 : FERRAILLAGE DES POTEAUX 4 <sup>EME</sup> ET 5 <sup>EME</sup> ETAGE .....	128
FIGURE 5.4 : FERRAILLAGE DES POTEAUX 2 <sup>EME</sup> ET 3 <sup>EME</sup> ETAGE .....	128
FIGURE 5.5 : FERRAILLAGE DES POTEAUX 6 <sup>EME</sup> ET 7 <sup>EME</sup> ETAGE .....	128
FIGURE 5.6 : FERRAILLAGE DES POTEAUX 8 <sup>EME</sup> ETAGE ET CAGE D'ESCALIER .....	128
FIGURE 5.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE V3 AU NIVEAU SOUS-SOL .....	142
FIGURE 6.1 : SEMELLE ISOLEE.....	144
FIGURE 6.2 : SEMELLE FILANTE .....	144
FIGURE 6.3 : PRESENTATION DE LA ZONE D'IMPACTE DE LA CHARGE CONCENTRE .....	147
FIGURE 6.4 : CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURE A L'ELS .....	152
FIGURE 6.5 : FERRAILLAGE DU RADIER.....	153
FIGURE 6.6 : SCHEMA DES LIGNES DE RUPTURES .....	153
FIGURE 6.7 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE DANS LE SENS X-X.....	155
FIGURE 6.8 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE DANS LE SENS Y-Y .....	155
FIGURE 6.9 : SECTIONS DE FERRAILLAGE DES NERVURES CALCULE A L'ELS .....	157
FIGURE 6.10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	162

# Liste des Tableaux

---

TABLEAU 1.1 : PRINCIPAUX RESULTATS DES ESSAIS.....	4
TABLEAU 1.2 : FE EN FONCTION DU TYPE D'ACIER.....	8
TABLEAU 2.1 : EVALUATION DES CHARGES POUR LA TERRASSE INACCESSIBLE .....	16
TABLEAU 2.2 : EVALUATION DES CHARGES POUR ETAGE COURANT.....	16
TABLEAU 2.7 : CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIER SOUS SOL.....	22
TABLEAU 2.8 : CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIER RDC.....	23
TABLEAU 2.9 : CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIER 1 <sup>ER</sup> ETAGE .....	23
TABLEAU 2.10 : CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIER 2 <sup>EME</sup> JUSQU'A 8 <sup>EME</sup> ETAGE .....	23
TABLEAU 2.11 : EVALUATION DES CHARGES POUR TERRASSE INACCESSIBLE .....	27
TABLEAU 2.12 : EVALUATION DES CHARGES POUR TERRASSE ACCESSIBLE .....	28
TABLEAU 2.13 : EVALUATION DES CHARGES POUR ETAGE COURANT.....	28
TABLEAU 2.14 : EVALUATION DES CHARGES POUR VOLEE.....	28
TABLEAU 2.15 : EVALUATION DES CHARGES POUR PALIER .....	29
TABLEAU 2.16 : DESCENTE DE CHARGE POUR LE POTEAU CENTRALE .....	29
TABLEAU 2.17 : VERIFICATION DES POTEAUX A LA COMPRESSION SIMPLE .....	31
TABLEAU 2.18 : VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT (SOUS SOL JUSQU'A 2EME ETAGE) .....	32
TABLEAU 2.19 : VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT (3EME JUSQU'A 8EME ETAGE) .....	32
TABLEAU 3.1 : DIFFERENT TYPES DE POUTRELLES POUR LE BLOC A .....	33
TABLEAU 3.2 : DIFFERENT TYPES DE POUTRELLES POUR LE BLOC B .....	34
TABLEAU 3.3 : CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES POUR LE BLOC A .....	35
TABLEAU 3.4 : CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES POUR LE BLOC B .....	35
TABLEAU 3.5 : LES CHARGES SUR POUTRELLE TYPE 4.....	39
TABLEAU 3.6 : SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES 1 <sup>ERE</sup> ETAGE.....	39
TABLEAU 3.7 : SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES 2 <sup>EME</sup> ETAGE .....	40
TABLEAU 3.8 : LES SOLLICITATIONS MAX SUR LES POUTRELLES.....	40
TABLEAU 3.9 : SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 1.....	41
TABLEAU 3.10 : SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 4 .....	41
TABLEAU 3.11 : SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 2 .....	41
TABLEAU 3.12 : SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 3 .....	42
TABLEAU 3.13 : SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES TYPE 1 .....	42
TABLEAU 3.14 : SOLLICITATION SUR LES POUTRELLES ETAGE COURANT .....	42
TABLEAU 3.15 : SOLLICITATION MAX SUR LES DIFFERENTS ETAGES .....	43
TABLEAU 3.16 : CALCUL DES SECTIONS DE FERRAILLAGE DE POUTRELLES BLOC A .....	51
TABLEAU 3.17 : CHOIX DES BARRES D'ARMATURE ET VERIFICATION AU CISAILLEMENT .....	51
TABLEAU 3.18 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE COMPRESSION DU BETON.....	52
TABLEAU 3.19 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE DEFORMATION .....	52
TABLEAU 3.20 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES POUR BLOC A.....	53
TABLEAU 3.21 : CALCUL DES SECTIONS DE FERRAILLAGE DE POUTRELLES BLOC B.....	53
TABLEAU 3.22 : CHOIX DES BARRES D'ARMATURE ET VERIFICATION AU CISAILLEMENT .....	54
TABLEAU 3.23 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE COMPRESSION DU BETON.....	54
TABLEAU 3.24 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE DEFORMATION .....	54
TABLEAU 3.25 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES POUR BLOC B.....	55

TABLEAU 3.26 : FERRAILLAGE DE LA DALLE .....	59
TABLEAU 3.27 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS .....	61
TABLEAU 3.28 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	63
TABLEAU 3.29 : FERRAILLAGE DE LA DALLE .....	64
TABLEAU 3.30 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON .....	64
TABLEAU 3.31 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR 3 APPUIS.....	66
TABLEAU 3.32 : VERIFICATION DE L'ETAT DE COMPRESSION DU BETON.....	66
TABLEAU 3.33 : COMBINAISON DE CALCUL .....	68
TABLEAU 3.34 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS UN CHARGEMENT UNIFORMEMENT REPARTIE .....	74
TABLEAU 3.35 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	75
TABLEAU 3.36 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS UNE CHARGE CENTREE .....	77
TABLEAU 3.37 : RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE .....	81
TABLEAU 3.38 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON .....	82
TABLEAU 3.39 : VERIFICATION DE LA FLECHE POUR LA VOLEE 1 .....	83
TABLEAU 3.40 : RESUME DES SOLLICITATIONS .....	84
TABLEAU 3.41 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	84
TABLEAU 3.42 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	84
TABLEAU 3.43 : SECTIONS DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE .....	85
TABLEAU 3.44 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON .....	86
TABLEAU 3.45 : VERIFICATION DE LA FLECHE POUR LA VOLEE 3.....	87
TABLEAU 3.46 : RECAPITULATION SOLLICITATIONS .....	88
TABLEAU 3.47 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	88
TABLEAU 3.48 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	89
TABLEAU 3.49 : VERIFICATION DE LA FLECHE.....	89
TABLEAU 3.50 : RECAPITULATION DE L'ENSEMBLE DES SOLLICITATIONS .....	91
TABLEAU 3.51 : SECTIONS D'ARMATURES A LA FLEXION SIMPLE .....	91
TABLEAU 3.52 : ARMATURES TRANSVERSALES EN FLEXION SIMPLE ET TORSION .....	92
TABLEAU 3.53 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	94
TABLEAU 3.54 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON .....	95
TABLEAU 3.55 : VERIFICATION DE LA FLECHE.....	95
TABLEAU 3.56 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	96
TABLEAU 3.57 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	97
TABLEAU 3.58 : SECTION DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE INCLINEE .....	98
TABLEAU 3.59 : SECTIONS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	100
TABLEAU 4.1 : PERIODES ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE .....	104
TABLEAU 4.2 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT .....	106
TABLEAU 4.3 : VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS .....	106
TABLEAU 4.4 : VERIFICATION DES EFFETS P- $\Delta$ .....	107
TABLEAU 4.5 : FACTEURS DE QUALITES .....	109
TABLEAU 4.6 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE POUR LE BLOC R+2.....	110
TABLEAU 4.7 : SECTION DEFINITIVE DES POTEAUX .....	110
TABLEAU 4.8 : TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE AVEC SOUS-SOL .....	111
TABLEAU 4.9 : TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE SANS SOUS-SOL .....	112
TABLEAU 4.10 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT .....	114
TABLEAU 4.11 : JUSTIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICALES.....	114
TABLEAU 4.12 : JUSTIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES .....	115

TABLEAU 4.13 : VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS .....	116
TABLEAU 4.14 : VERIFICATION DES EFFETS $P-\Delta$ .....	116
TABLEAU 4.15 : FACTEUR DE QUALITE .....	117
TABLEAU 4.16 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE POUR LE BLOC R+8 .....	118
TABLEAU 4.17 : DEPLACEMENTS MAX DES POINTS ETUDIES .....	119
TABLEAU 5.1 : LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	120
TABLEAU 5.2 : ARMATURES LONGITUDINALES ET MINIMALE DANS LES POTEAUX.....	121
TABLEAU 5.3 : ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES POTEAUX .....	122
TABLEAU 5.4 : ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES POTEAUX.....	122
TABLEAU 5.5 : VERIFICATION DU FLAMBEMENT POUR L'ENSEMBLE DES POTEAUX .....	124
TABLEAU 5.6 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES POTEAUX .....	125
TABLEAU 5.7 : VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX .....	125
TABLEAU 5.8 : FERRAILLAGE DES POUTRES.....	131
TABLEAU 5.9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES .....	133
TABLEAU 5.10 : VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT.....	133
TABLEAU 5.11 : VERIFICATION DE LA LIMITE DE COMPRESSION DU BETON .....	133
TABLEAU 5.12 : RECAPITULATION DE L'EVALUATION DE LA FLECHE .....	134
TABLEAU 5.13 : MOMENT RESISTANT DANS LES POTEAUX.....	138
TABLEAU 5.14 : MOMENT RESISTANT DANS LES POTEAUX.....	138
TABLEAU 5.15 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE V1 .....	140
TABLEAU 5.16 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE V2 .....	141
TABLEAU 5.17 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE V3 .....	141
TABLEAU 5.18 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE V4 .....	142
TABLEAU 6.1 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	150
TABLEAU 6.2 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	152
TABLEAU 6.3 : RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELU SENS XX.....	155
TABLEAU 6.4 : RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELS SENS XX.....	155
TABLEAU 6.5 : RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELU SENS YY .....	156
TABLEAU 6.6 : RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELS SENS YY .....	156
TABLEAU 6.7 : SECTIONS DE FERRAILLAGE DES NERVURES.....	156
TABLEAU 6.8 : SECTIONS DE FERRAILLAGE ET VERIFICATIONS DES CONTRAINTES.....	157
TABLEAU 6.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES.....	158
TABLEAU 6.10 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	161
TABLEAU 6.11 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	162

# Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est appelé à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

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

L'ouvrage en question est un hôtel composé de deux blocs (R+8 et R+2) avec sous-sol, présentant des formes en plans différentes et implanté en zone de moyenne sismicité (Bejaia).

Ce manuscrit est composé de six chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale. Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés, ...etc.). Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments secondaires (planchers, escaliers) et principaux (poteaux, poutres et voiles).

Le calcul des éléments secondaires est exposé au chapitre trois. Le chapitre quatre est dédié à la modélisation 3D en éléments finis des deux blocs et à leur études sismiques conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003).

Le calcul des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure (fondations) sont présentés respectivement au chapitres cinq et six.



Figure 1.1 : Façade principale

# Chapitre 1 Présentation du projet

## 1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre étude est hôtel composé de deux blocs le premier en (R+2) et le second en (R+8), séparés par un joint sismique avec un sous sol commun.

Le 1<sup>er</sup> bloc en (R+2) disposant d'une salle polyvalente au 1<sup>ere</sup> étage et d'une salle de lecture au 2<sup>ème</sup> étage, le bloc en (R+8) est à usage divers.

Notre projet est emplanté au sud-est du boulevard Krim Belkacem dans la commune de Bejaia, qui d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) est classé en zone moyenne sismicité(en zone IIa).

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/ version 2003) l'hôtel est classé dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

## 1.2. Caractéristiques géométrique

### Bloc 1

- Largueur en plan.....**22.00 m.**
- Longueur en plan .....**4.98 m.**
- Hauteur total du bâtiment hors sol.....**10.94 m.**
- Hauteur du sous-sol.....**3.74 m.**
- Hauteur du RDC.....**4.14 m.**
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage.....**3.57 m.**
- Hauteur du 2<sup>er</sup> étage.....**3.23 m.**

### Bloc 2

- Largueur en plan.....**22.00 m.**
- Longueur en plan .....**22.40 m.**
- Hauteur total du bâtiment hors sol.....**33.02 m.**
- Hauteur du sous-sol.....**3.74 m.**
- Hauteur du RDC.....**4.14 m.**
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage.....**3.57 m.**
- Hauteur des étages (2<sup>ème</sup> jusqu'à 8<sup>ème</sup>).....**3.23 m.**

### 1.3. Données géotechnique du site

Suite à la demande du propriétaire, une étude géotechnique du site était précédée par le laboratoire national de l'habitat et de la construction (L.N.H.C).

Une série d'essais sur site et au laboratoire ont été effectuées dans le but d'apprécier les caractéristiques du sol.

Les essais concernant la parcelle réservée à notre ouvrage ce résume comme suite :

#### a) Essais in-situ

- 01 sondage carotté de 0 à 10m de profondeur qui à permet de révéler des couches de :
  - Sable gravier de 0.00 à 3.00m
  - Limon marneux peu graveleux plastique couleur sombre de 3.00 à 6.00m
  - Marne plastique coquillée couleur grise de 6.00m à 10.00m
- 06 essais au P.D.L de 0 à 8m on étés effectués dans le but de déterminer la résistance à la pénétration (Rpr), les principaux résultats de ces essais se récapitulent dans le tableau (1-1) ci dessous.

**Tableau 1.1 : principaux résultats des essais**

Essai N°	Profondeur (m)	Rpr moyenne (bars)
P1	3.20-3.80	28
	4.00	21
	6.20-6.40	14.5
	>8.00	>67
P2	3.40-3.80	28
	4.00-4.20	20
	6.20	23
	>8.00	>50
P3	6.20	17
	6.80	17
	>8.00	>82
P4	0.00-1.60	24
P5	2.20-2.60	12.5
	>5.00	>85
P6	2.80	15
	>7.60	>76

#### b) Essai de laboratoire

- Une identification physique a relevé : Une densité sèche :  $1.66 \leq \gamma_d \leq 1.82$   
 Une teneur en eau naturelle :  $17\% \leq w \leq 23\%$   
 Degré de saturation :  $95\% \leq S_r \leq 100\%$
- Une analyse granulométrique indiquant que le sol est constitué de 88% à 97% d'éléments de diamètre inférieur à 0.2mm (sable fin, limon, argile).



- Des limites d'Atterberg donnant des limites de liquidité allant de 43.7% à 52.7% et des indices de plasticité compris entre 22.6% et 25%.
- Des essais à l'odomètre montrant que le sol est sur consolidé, moyennement à assez fortement compressible et peut gonflant.
- Un essai de cisaillement qui a donné un angle de frottement interne entre 15° et 19° et une cohésion allant de 0.450 à 0.840 kg/cm<sup>2</sup>
- Des analyses chimiques qui ont montrés que le sol ne présente aucune agressivité vis-à-vis des sulfates et chlorures.
- En appliquant une charge de 1.20 bar le tassement calculé à partir des résultats oedométrique est de 4.13cm

Suite aux résultats de l'ensemble des essais effectués (in-situ et au laboratoire) une conclusion a été donné comme suite :

- Le terrain devant recevoir le projet d'un hôtel au Boulevard Krim Belkacem à Bejaia est constitué essentiellement de sable gravier en surface et de limon marneux ainsi que de marne en profondeur.
- L'ensemble des résultats pénétrométriques montre que les premiers mètres du sol ont de faible résistance et cette dernière s'améliore en profondeur.
- Les sols en place sont de densité assez élevée, moyennement plastique, assez fortement compressible et peut gonflant.

A la lumière de l'ensemble des résultats une suggestion a été faite recommandant de faire :

- ✓ Des fondations de type radier. La sous face de la fondation sera au minimum à 3.40m et au maximum à 4.00m par rapport à la cote du terrain en raison de la réalisation d'un sous sol.
- ✓ Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations serait de 1.20 bars.
- ✓ Les tassements seront de l'ordre 4.13cm.
- ✓ Enfin il est conseillé de pomper l'eau des fonds de fouilles et de prendre toutes les précautions nécessaires de protection des fondations contre les remontées capillaires.
- ✓ Eviter les travaux de terrassement et de creusement des fouilles en période pluvieuse.

## 1.4. Caractéristiques structurales

### 1.4.1. Ossature et système de contreventement

Etant donné que notre ouvrage est constitué de deux blocs l'un en R+2(bloc A) et l'autre en R+8(bloc B), les systèmes de contreventement qui sont applicables sont les suivants :

Pour le bloc en (R+2) sa hauteur ne dépasse pas les 14mètres : le système de contreventement sera en portiques auto stables en béton armé (artc3.4.1.a/RPA99).

Pour le bloc en (R+8) sa hauteur dépasse les 14mètres, les systèmes de contreventement les plus applicables sont :

- système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système.

### 1.4.2. Les planchers

Les planchers sont semi pré fabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les portes à faux, les balcons, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont en dalle pleine en béton armé.

### 1.4.3. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec deux types de brique.

Des briques de 15cm d'épaisseur (salle d'eau des chambres).

Des briques de 10cm d'épaisseur (pour les autres séparations).

### 1.4.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse, dans notre projet on a deux types d'acrotère l'un sur le plancher terrasse accessible (Bloc B) et l'autre sur le plancher terrasse inaccessible (au niveau du bloc A et B).

## 1.5. Règlements et normes utilisés

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

- CBA 93.
- BAEL 91 modifié 99.
- RPA 99/version 2003.
- DTR BC 2 .2.
- CALCUL DES FONDATIONS

## 1.6. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

### • Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

### Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25MPa prévue à 28j, et par conséquent

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.2).}$$

### Contraintes limites

1. **A l'ELU** : est notée  $\sigma_{bc}$  tel que  $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$  CBA93 (Art A.4.3.4)

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ en cas de situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ en cas de situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage de béton.

2. **A l'ELS** : est donné par  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

### Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés.

1. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_j = 1100 \sqrt[3]{(f_{ij})} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{MPa}$$

2. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(f_{ij})} \rightarrow E_{v28} = 10721.4 \text{MPa}$$

### Coefficient du poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « $\nu$ ».

L'ELU :  $\nu=0$  → calcul des sollicitations.

L'ELS :  $\nu=0.2$  → calcul des déformations.

- **Acier**

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

**Tableau 1.2 : Fe en fonction du type d'acier**

	Aciers ronds lisses		Acier à hautes résistances		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeE500	FeE500
Fe [MPa]	215	235	400	500	500	500

Avec Fe la limite d'élasticité.

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

Hautes adhérences de nuances Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structures).

Treillis soudés de nuance Fe500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

Ronds lisses de nuance Fe235 (pour les armatures transversales des poutrelles).

## Contrainte limite de l'acier

A L'ELU:  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

$f_e$ : contrainte limite élastique.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s$ : 1,15 en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s$ : 1.00 en cas de situations accidentelles.

A L'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} )$  [MPa].

Fissuration Très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} )$  [MPa].

$\eta$ : coefficient de fissuration, tel que  $\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence(HA).

## 1.7. Actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.

### 1.7.1. Actions permanentes(G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

### 1.7.2. Actions variables( $Q_i$ )

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cour d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

### 1.7.3. Actions accidentelles( $F_A$ )

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes(E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

## 1.8. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  ( $i > 1$ ) : action variable d'accompagnement.

### 1.8.1. Combinaisons d'actions à L'ELU

#### ➤ Situations durables ou transitoires

On ne tien compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i=2}^n 1.3 \Psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.1)}$$

Avec :

$\Psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usages courants.

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

$\gamma_{Q1}$ : vaut 1,5 en général et 1,35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupations humaines ;
- Changes d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- La température.

➤ **Situations accidentelles**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2)}$$

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

$\Psi_{11}Q_1$ : valeur fréquente d'une action variable.

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

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 /2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$ .....(1)
- $0,8G\pm E$ .....(2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

- $G+Q\pm 1,2E$ .....(3)      **RPA99/2003(Art5.2)**

### 1.8.2. Combinaisons d'actions à L'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \quad \text{CBA93 (article A.3.3.3)}$$

# Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

## 2.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants présente le point de départ et la base de toute étude en génie civil. A fin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage le pré dimensionnement des éléments de notre ouvrage doit être fait en respectant les règles générales du BAEL 99, RPA99 version 2003 et le CBA93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase de dimensionnement.

## 2.2. Le pré dimensionnement des éléments du bloc A

### 2.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### 2.2.1.1. Plancher

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature. Pour le bloc A on a un seul type de plancher :

- Plancher à corps creux

#### a) plancher à corps creux

La hauteur du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art B 6.8.4.2.4).}$$

$L_{\max}$  : la portée max entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$  : la hauteur total du plancher.

- On supposera des poutres (30\*30) pour les deux sens.
- Le choix du sens de disposition des poutrelles est prie selon le critère de la continuité et la réduction de la flèche.



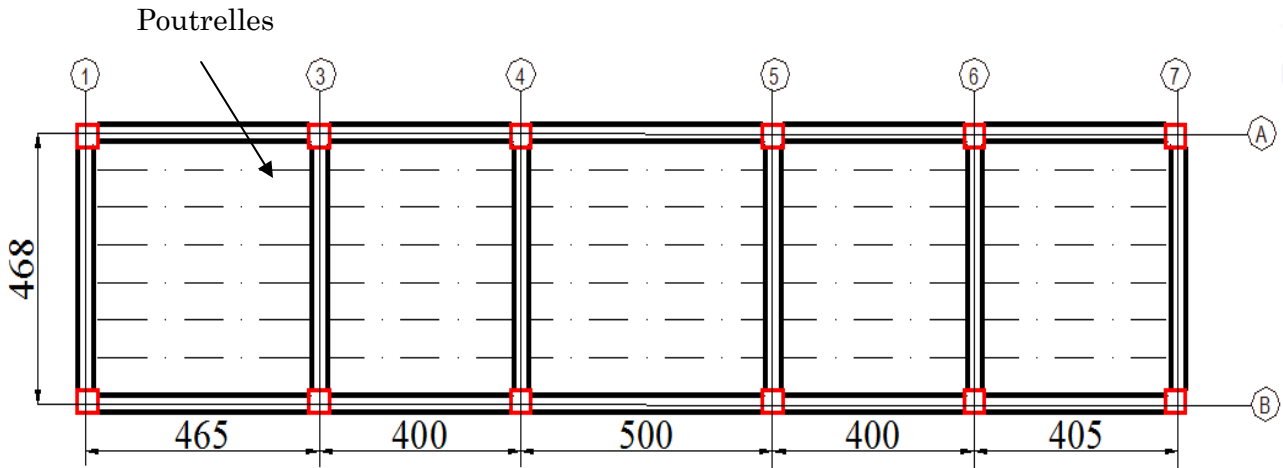


Figure 2.1 : Disposition des poutrelles pour le bloc A

Suite à cette disposition  $L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$

On adoptera un plancher d'une hauteur de 25cm pour vérifier la flèche

Avec 20cm : hauteur du corps creux.

5cm : hauteur de la dalle de compression.

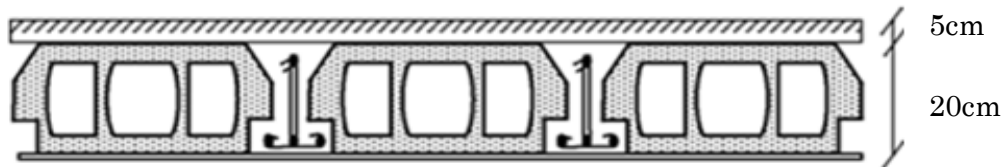


Figure 2.2 : Coupe du plancher à corps creux

### 2.2.1.2. Poutrelles

Les poutrelles se calculent en section en T. La largeur de la dalle de compression  $b$  à prendre est définie par :  $b = (b_1 + b_2) + b_0$

Avec :  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \dots\dots\dots(1).$

$$b_1 = b_2 \leq \text{Min} \left( \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \dots\dots\dots(2).$$

$L_x$ : distance entre deux nervures successives.

$L_y$ : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres Secondaires.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times 20 = (8.00\text{cm à } 16.00\text{cm})$$

Soit :  $b_0 = 12\text{cm}.$

$$L_x = 65 \cdot 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 400 \cdot 30 = 370 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 370/10)$$

$$b \leq 2b_1 + b_0 = 67 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 65 \text{ cm}$ .

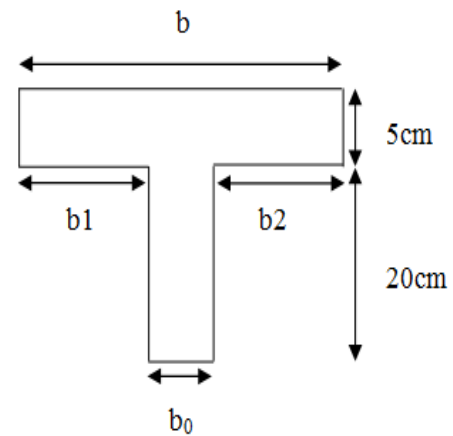


Figure 2.3 : schéma d'une poutrelle

## 2.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux

### 2.2.2.1. Poutres

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

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

$L_{\max}$  : Longueur max entre nus d'appuis

a) **Les poutres principales** : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 468 - 30 = 438 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 29.2 \text{ cm} \leq h \leq 43.8 \text{ cm}$$

Soit:  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

#### • Vérification des exigences du RPA

Selon les recommandations du RPA99/2003 on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1})$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre et  $h$  : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.33 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

**b) Les poutres secondaires :** Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

Soit:  $h = 35\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

- **Vérification des exigences du RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.16 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

### 2.2.2.2. Poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du **RPA99/2003 (Article 7.4.1)** suivantes:

- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$
- ✓  $1/4 < b/h < 4$

Les dimensions des poteaux supposés :

2 <sup>ème</sup> étage	poteaux (30.30) cm ;
1 <sup>er</sup> étage	poteaux (30.30) cm ;
RDC	poteaux (35.35) cm ;
Sous sol	poteaux (35.35) cm ;

### 2.2.3. Evaluation des charges et surcharge

- **Terrasse inaccessible**

**Tableau 2.1 : Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible**

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Complexe d'étanchéité	Gravillon de protection	0.050	1.00
	Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
	Isolation thermique	0.040	0.16
Forme de pente		0.1	2.2
Plancher à corps creux (20+5)		0.25	3.56
Enduit de ciment		0.02	0.4
Charge permanente totale		G= 7.44	
Charge d'exploitation		Q= 1	

- **Etage courant**

**Tableau 2.2 : Evaluation des charges pour étage courant**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	1.00	1.00
Carrelage	2.00	0.40
Mortier de pose	2.00	0.40
Lit de sable	2.00	0.36
Plancher en corps creux (20+5)	25	3.56
Enduit de plâtre	2.00	0.20
Charge permanente totale		5.92
Charge d'exploitation RDC+1 <sup>er</sup> étage		2.5
Charge d'exploitation 2 <sup>ème</sup> étage (petite salle de réunion)		1.5

## 2.3. Pré dimensionnement du bloc B

### 2.3.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

Dans le bloc B on a deux types de planchers :

- plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

#### 2.3.1.1. Plancher à corps creux

La hauteur du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art B 6.8.4.2.4)}$$

- Le choix du sens de disposition des poutrelles est prie selon le critère de la continuité et la réduction des moments (après comparaison des moments dans les travées avec le logiciel Sap2000).

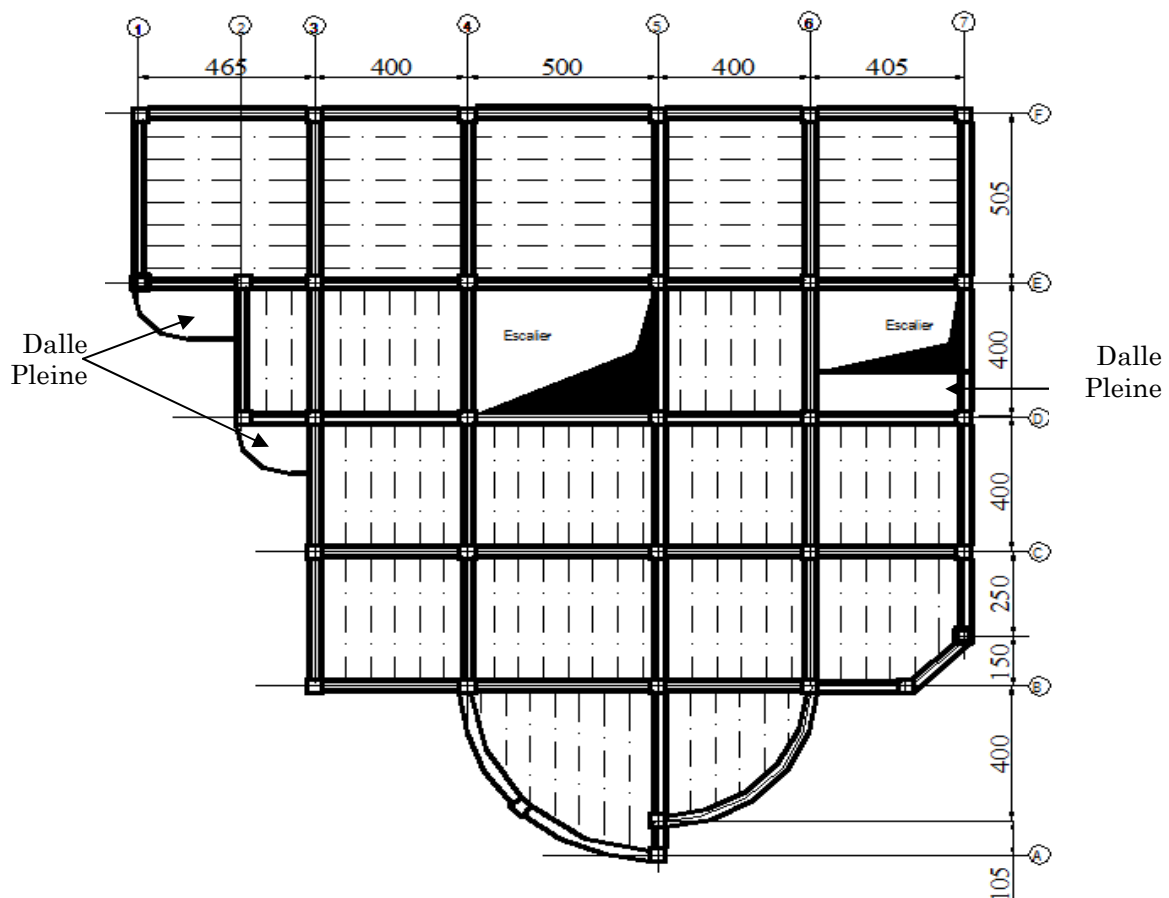


Figure 2.4 : sens de disposition des poutrelles pour le bloc B

Suite a cette disposition  $L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$

On adoptera un plancher d'une hauteur  $(20+5)= 25\text{cm}$  avec :

16cm : hauteur du corps creux.

5cm : hauteur de la dalle de compression.

Le choix d'un plancher (20+5) est du au fait que :

- On a de grandes trames.
- Une charge d'exploitation d'étage importante.
- Il vérifie les flèches.

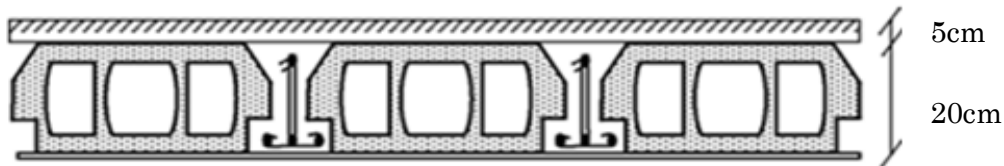


Figure 2.5 : coupe du plancher corps creux du bloc B

### 2.3.1.2. Poutrelles

En suivant les deux conditions (1) et (2) on obtient  $b_0 = 12\text{cm}$  et  $b = 65\text{cm}$ .

### 2.3.1.3. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées  $L_x$  et  $L_y$ . On désigne par  $L_x$  la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

♦ Critère de résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots\text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \dots\dots\dots\text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots\text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

♦ Critère de coupe feu

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

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

◆ **Critère d'isolation phonique**

$e \geq 13\text{cm}$ . (pour les dalles interne).

➤ Pour notre cas on a quatre types de dalles pleines

1) **Dalle pleine sur un seul appui (balcon)**

$$L_x = 138\text{cm}.$$

$$e \geq L_x/20 = 4.65.$$

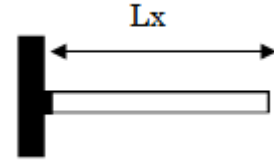


Figure 2.6 : dalle sur un seul appui

Remarque : Dalle externe (balcon) donc pas de critère d'isolation phonique.

On prend  $e = 14\text{cm}$

**Dalle sur deux appuis (balcon)**

$$L_x = 155\text{cm}.$$

$$L_y = 275\text{cm}.$$

$$L_x/35 \leq e \leq L_x/30. \Rightarrow 4.42 \text{ cm} \leq e \leq 5.17\text{cm}$$

On adopte  $e = 14\text{cm}$ .

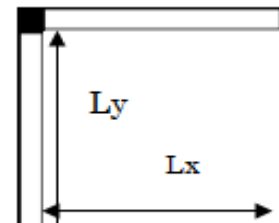


Figure 2.7 : dalle sur deux appuis

2) **Dalle sur trois appuis (dalle interne)**

$$L_x = 125\text{cm}.$$

$$L_y = 370\text{cm}.$$

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40. \Rightarrow 2\text{cm} \leq e \leq 3.12\text{cm}.$$

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

On adopte  $e = 14\text{cm}$ .

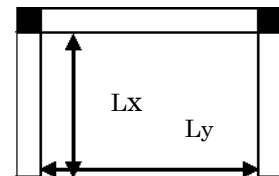


Figure 2.8 : dalle sur trois appuis

### 2.3.1.4. Les escaliers

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment. Les différents éléments constituant un escalier sont :

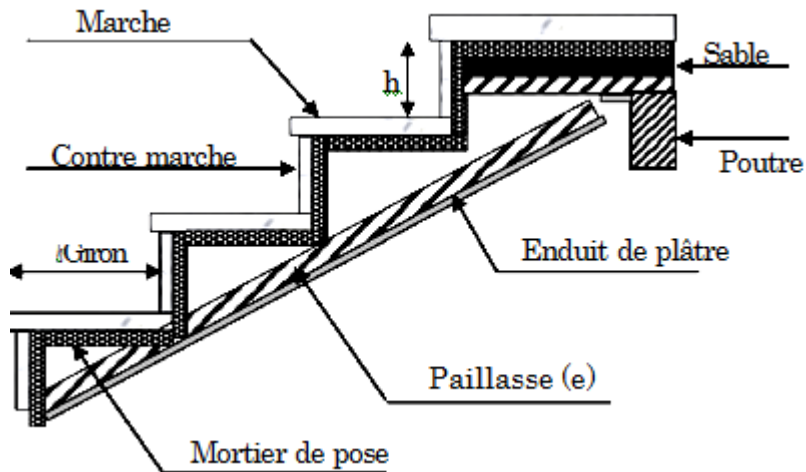


Figure 2.9 : Schéma d'un escalier

Dans notre projet on a trois types d'escaliers : escalier droit à deux volées (escalier de secours du 4<sup>ém</sup> jusqu'à 8<sup>ém</sup> étage), un escalier droit à trois volées (escalier principale) ainsi qu'un escalier balancer à trois quarts tournants (escalier de secours du RDC jusqu'à 3<sup>ém</sup> étage).

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilisera la relation de **BLONDEL** :  $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$ .

Tel que : n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

L<sub>0</sub> : largeur du palier.

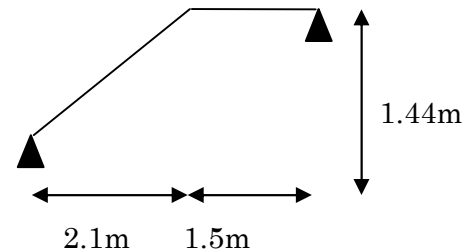


**1<sup>er</sup> type : escalier droit à trois volées (escalier principale)****➤ Exemple de calcul (escalier du sous sol)****Volé 1**

$$H = 1.44\text{m}$$

$$\alpha = 43.83^\circ$$

$$l_0 = 1.5\text{m}$$



$$64n^2 - (64 + 2H + l_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 1.44 + 1.5)n + 2 \cdot 1.44 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n=8$  et  $n-1=7$

- La hauteur de contre marche :  $h = H \div n$  donc  $h = 1.44 \div 8 \rightarrow h = 18\text{cm}$ .
- Calcul du giron  $g$  :  $g = l \div (n-1)$  donc  $g = 1.5 \div 7 \rightarrow g = 30\text{cm}$ .

**Volé 2**

$$H = 1.26\text{m}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 1.26 + 1.80)n + 2 \cdot 1.26 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n=7$ .

$$n-1=6.$$

- La hauteur de contre marche :  $h = 18\text{cm}$
- Calcul du giron  $g$  :  $30\text{cm}$ .

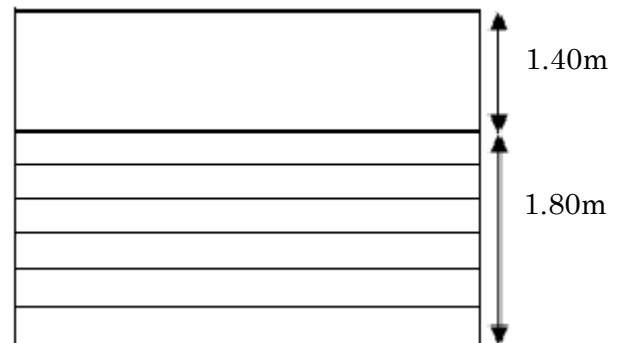


Figure 2.10 : Vue en plan de la volée 2

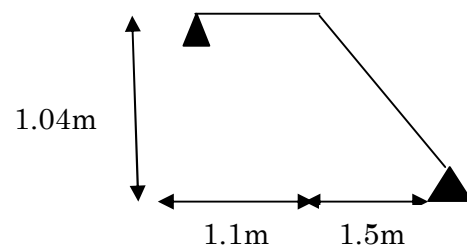
**Volé 3**

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 1.04 + 1.50)n + 2 \cdot 1.04 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n=6$

$$n-1=5.$$

**Conclusion** nombre de marches total = 18



**Epaisseur de la paillasse****Volé 1**

$$l = 2.1 / \cos \alpha + 1.5 = 2.1 / \cos 34.44 + 1.5 \rightarrow l = 4.05 \text{ m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20 \rightarrow 405/30 \leq e \leq 405/20.$$

$$13.5 \text{ cm} \leq e \leq 20.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition de résistance.}$$

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

On opte pour  $e = 14 \text{ cm}$ .

**Volé 2**

$$l = 3.597 \text{ m}$$

$$359.7/30 \leq e \leq 359.7/20 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq e \leq 17.98 \text{ cm}$$

On opte pour  $e = 14 \text{ cm}$ .

**Volé 3**

$$l = 2.92 \text{ m}$$

$$9.75 \text{ cm} \leq e \leq 14.62 \text{ cm}$$

On opte pour  $e = 14 \text{ cm}$ .

**Escalier sous sol**

**Tableau 2.3 : caractéristiques de l'escalier sous sol**

Numéro volée	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur étage (m)
H (m)	1.44	1.26	1.04	3.74
N	8	7	6	
n-1	7	6	5	
g (cm)	30	30	30	
h (cm)	18	18	17	
$\alpha$ (°)	33.44	35	34.73	
foulé (m)	2.10	1.80	1.50	
Epaisseur (cm)	14	14	14	
Longueur paillasse (m)	1.50	1.40	1.10	

## Escalier RDC

Tableau 2.4 : caractéristiques de l'escalier RDC

Numéro volée	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur étage (m)
H (m)	1.44	1.26	1.44	4.14
N	8	7	8	
n-1	7	6	7	
g (cm)	30	30	30	
h (cm)	18	18	18	
$\alpha$ (°)	34.44	35	34.44	
foulé (m)	2.10	1.8	2.10	
Epaisseur (cm)	14	14	14	
Longueur paillasse (m)	1.50	1.40	—	

Escalier 1<sup>er</sup> étageTableau 2.5 : caractéristiques de l'escalier 1<sup>er</sup> étage

Numéro volée	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur étage (m)
H (m)	1.19	1.19	1.19	3.57
N	7	7	7	
n-1	6	6	6	
g (cm)	30	30	30	
h (cm)	17	17	17	
$\alpha$ (°)	33.47	33.47	33.47	
foulé (m)	1.80	1.80	1.80	
Epaisseur (cm)	14	14	14	
Longueur paillasse (m)	1.80	1.40	1.80	

Les escaliers du 2<sup>ème</sup> jusqu'à 8<sup>ème</sup> étageTableau 2.6 : caractéristiques de l'escalier 2<sup>ème</sup> jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage

Numéro volée	Volée 1	Volée 2	Volée 3	Hauteur étage (m)
H (m)	1.02	1.19	1.02	3.23
N	6	7	6	
n-1	5	6	5	
g (cm)	30	30	30	
h (cm)	17	17	17	
$\alpha$ (°)	34.21	33.47	34.21	
foulé (m)	1.50	1.80	1.50	
Epaisseur (cm)	14	14	14	
Longueur paillasse (m)	2.10	1.40	2.10	

**2<sup>ème</sup> type :**

**Escalier balancé à trois quarts tournants**

**Calcul de l'épaisseur de la paillasse**

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} \dots\dots\dots (3)$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad (\text{condition de résistance}) \dots\dots (4)$$

➤ **RDC**

Pour la 1<sup>ère</sup> volé

$$H = 0.9\text{m}$$

$$\alpha = 36.87^\circ$$

$$l_0 = 1.2\text{m} \Rightarrow h = 18\text{cm} \text{ et } g = 30\text{cm}$$

Après résolution de (4) on prend  $e = 14\text{cm}$ .

Pour la 2<sup>ème</sup> volé

$$L_0 = 266\text{cm}, H = 144\text{cm}$$

$$L = (144^2 + 266^2)^{1/2} = 302.47\text{cm}.$$

$$10.08 \leq e \leq 15.7 \Rightarrow e = 14\text{cm}$$

Pour la 3<sup>ème</sup> volé

$$H = 180\text{cm} \text{ et } l_0 = 266\text{cm}$$

Après résolution de (3)

En vérifiant la condition (4)

On opte pour une épaisseur de paillasse

$$e = 14\text{cm}$$

➤ **1<sup>er</sup> étage**

Les volés sont identiques à celle du RDC

Donc on prend  $e = 14\text{cm}$ .

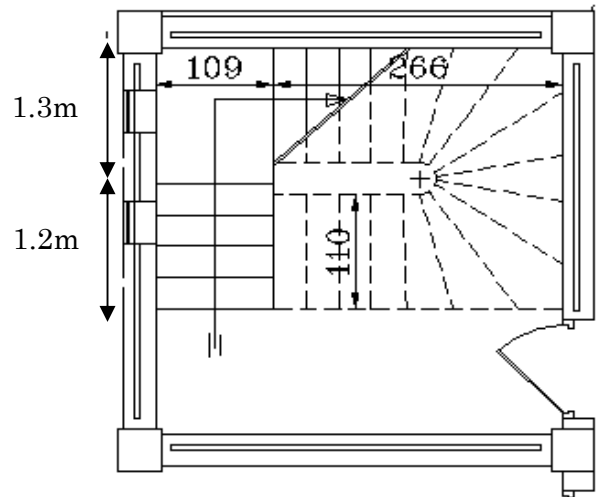


Figure 2.11 : vue en plan de l'escalier balancé au niveau RDC

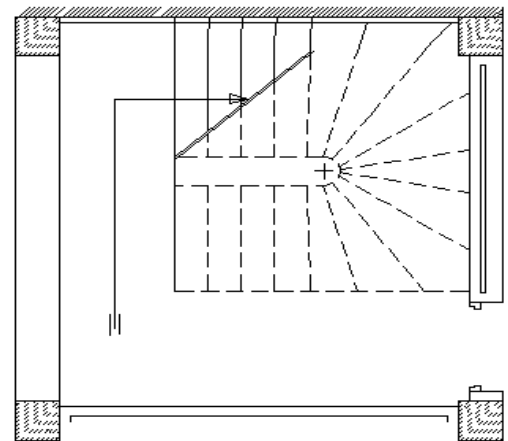


Figure 2.12 : vue en plan de l'escalier balancé au niveau 1<sup>er</sup> étage

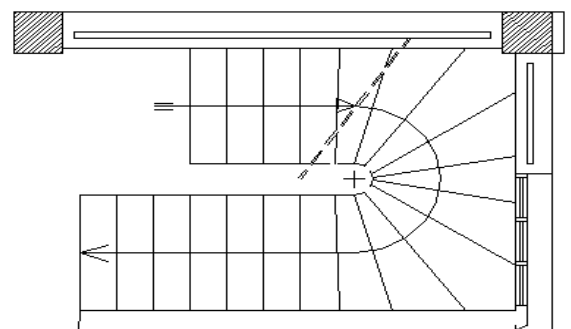


Figure 2.13 : vue en plan de l'escalier balancé au niveau 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

**2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage**

**Volé 1** on a :  $H= 136\text{cm}$  et  $l_0= 266\text{cm} \Rightarrow e= 14\text{cm}$ .

**Volé 2** on a :  $H= 187\text{cm}$  et  $l_0= 356\text{cm} \Rightarrow e= 14\text{cm}$

**3<sup>ème</sup> type**

**Escalier droit à deux volés (étage 4<sup>ème</sup> étage jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage)**

➤ **Volé 1**

$H = 136\text{cm}$

$l_0 = 240\text{cm}$

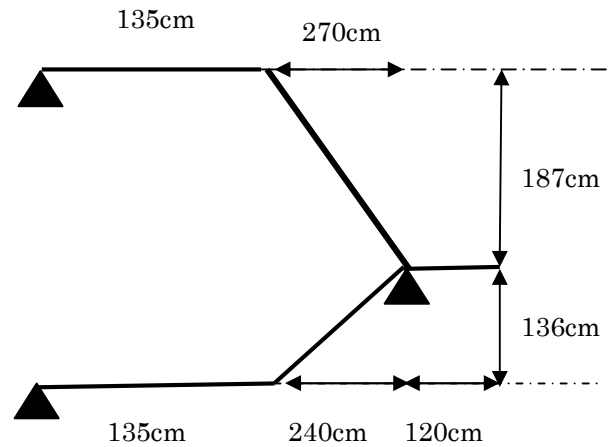
$\alpha = 29.53^\circ$

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 136 + 240)n + 2 \cdot 136 = 0$$

Après résolution on aura  $n=9$  et  $n-1=8$ .

$$g = 240/8 = 30\text{cm}$$

$h = 17\text{cm}$ .



Epaisseur de la paillasse

$$l = 240/\cos 29.53 + 1.2 = 277.03$$

$$\left. \begin{array}{l} 9.23\text{cm} \leq e \leq 13.9\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \end{array} \right\} \text{ On opte pour } e = 14\text{cm}$$

➤ **Volé 2**

$$\left. \begin{array}{l} H = 187\text{cm} \\ l_0 = 270\text{cm} \\ \alpha = 34.7^\circ \end{array} \right\} \text{ on aura : } n=10 \text{ et } n-1=9$$

$$g=30\text{cm} \text{ et } h=18.7\text{cm}.$$

Epaisseur de la paillasse

$$l = 270/\cos 34.7 = 328.4\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 10.94\text{cm} \leq e \leq 16.42\text{cm} \\ e \geq 11\text{cm} \end{array} \right\} e = 14\text{cm}$$

## 2.3.2. Pré dimensionnement des éléments principaux

### 2.3.2.1. Voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

- $e \geq \text{Max} (h_e / 20 , 15 \text{ cm})$
- $L \geq 4a$

$e$ : épaisseur du voile.

$L$ : largeur du voile.

$h_e$ : la hauteur libre d'étage ( $h_e = h_{\text{tot}} - e_{\text{dalle}}$ ).

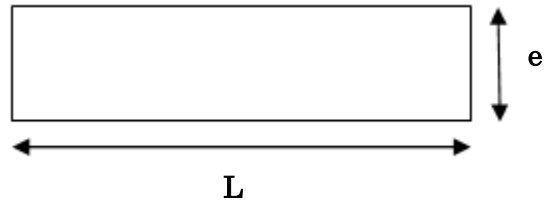


Figure 2.14 : vue en plan d'un voile

#### Au niveau du sous sol

$e \geq \text{Max} (353 / 20 , 15 \text{ cm}) \rightarrow e \geq 17.65 \text{ cm}$ . On adopte  $e = 20 \text{ cm}$  et  $L \geq 80 \text{ cm}$ .

#### Au niveau du RDC

$e \geq \text{Max} (393 / 20 , 15 \text{ cm}) \rightarrow e \geq 19.65 \text{ cm}$ . On adopte  $e = 20 \text{ cm}$  et  $L \geq 80 \text{ cm}$ .

#### Au niveau du 1<sup>er</sup> étage

$e \geq \text{Max} (336 / 20 , 15 \text{ cm}) \rightarrow e \geq 16.8 \text{ cm}$ . On adopte  $e = 20 \text{ cm}$  et  $L \geq 80 \text{ cm}$ .

#### Au niveau des étages (2<sup>ème</sup> jusqu'à 8<sup>ème</sup>)

$e \geq \text{Max} (302 / 20 , 15 \text{ cm}) \rightarrow e \geq 15.1 \text{ cm}$ . On adopte  $e = 20 \text{ cm}$  et  $L \geq 80 \text{ cm}$ .

### 2.3.2.2. Les poutres

#### 1) Poutre principales

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$L_{\text{max}} = 505 - 30 = 475 \text{ cm} \Rightarrow 31.67 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm}$$

Soit:  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA satisfaites. (Même cas que pour les PP du bloc A).

## 2) Poutre secondaires

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm.}$$

Soit:  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

### Vérification des exigences du RPA satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.33 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

### 2.3.2.3. Poteaux

9 <sup>ème</sup> (cage d'escalier) + 8 <sup>ème</sup> étage :	poteau (35*40) cm <sup>2</sup>
7 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup> étage :	poteau (40*40) cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> étage :	poteau (45*40) cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> +2 <sup>ème</sup> étage :	poteau (45*45) cm <sup>2</sup>
1 <sup>ère</sup> étage+RDC :	poteau (45*50) cm <sup>2</sup>
Sous sol :	poteau (50*50) cm <sup>2</sup>

### 2.3.3. Evaluation des charges et surcharge

- Terrasse inaccessible

**Tableau 2.7 : Evaluation des charges pour terrasse inaccessible**

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Complexe d'étanchéité	Gravillon de protection	0.050	1.00
	Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
	Isolation thermique	0.040	0.16
Forme de pente		0.1	2.2
Plancher à corps creux (20+5)		0.25	3.56
Enduit de ciment		0.02	0.4
Charge permanente totale		G= 7.44	
Charge d'exploitation		Q= 1	

- **Terrasse accessible**

**Tableau 2.8 : Evaluation des charges pour terrasse accessible**

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage		0.020	0.40
Mortier de pose		0.020	0.40
Forme de pente		0.1	2.2
Multicouche d'étanchéité		0.020	0.12
Isolation thermique		0.040	0.16
Plancher	corps creux (20+5)	0.25	3.56
	Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit de ciment		0.02	0.2
Charge permanente Gcc			7.04
Charge permanente Gdp			6.89
Charge d'exploitation Q			1.5

- **Etage courant**

**Tableau 2.9 : Evaluation des charges pour étage courant**

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation		0.100	1
Carrelage		0.020	0.40
Mortier de pose		0.020	0.40
Lit de Sable		0.020	0.36
Plancher	corps creux (20+5)	0.25	3.56
	Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit de plâtre		0.02	0.20
Gtotal pour (20+5)			5.92
Gtotal pour dalle pleine			5.86
Charge d'exploitation Q			2.5

- **Les escaliers**

➤ La volée

**Tableau 2.10 : Evaluation des charges pour volée**

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.02	0.22
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Marches	0.17/2	1.87
Paillasse	0.14/(cos33.47)	4.2
Enduit de plâtre	0.02/(cos33.47)	0.24
Charge permanente : G=7.69KN/m <sup>2</sup>		



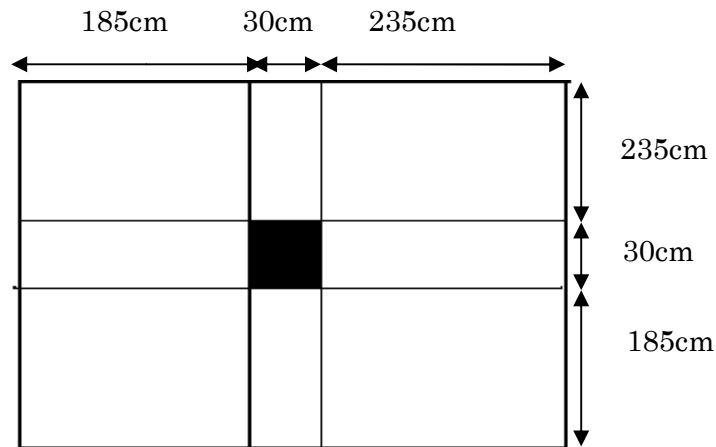
➤ Le palier

**Tableau 2.11 : Evaluation des charges pour palier**

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en béton armé	0.14	3.5
Enduit plâtre	0.02	0.20
Charge permanente : $G = 4.86 \text{ KN/m}^2$		

Charge d'exploitations à prendre pour l'escalier est  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ . La charge d'exploitations à prendre pour les balcons est  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

➤ Poteau 5C (Poteau central)



**Figure 2.15 : surface afférente pour le poteau 5C**

- Calcul de la surface afférente:

$S_{\text{afférente}} = 17.64 \text{ m}^2$ .

**2.3.4. Descente de charge**

**Tableau 2.12 : Descente de charge pour le poteau centrale**

Niveau	Désignation	G [KN]	G cumulée [KN]	Q [KN]	Q cumulée [KN]	$N_u = 1.35G_c + 1.5Q_c$ [KN]	$1.1 N_u$ [KN]
N8	Plancher terrasse accessible	124.18	160.68	26.46	26.46	256.60	282.27
	Poutres	25.2					
	Poteaux	11.30					

N7	Venant de N8	160.68	303.23		70.56	515.2	566.72
	Plancher étage courant	104.43		44.1			
	Poutres	25.2					
	Poteaux	12.92					
N6	Venant de N7	303.23	445.78		110.25	767.17	843.89
	Plancher étage courant	104.43		44.1			
	Poutres	25.2					
	Poteaux	12.92					
N5	Venant de N6	445.78	589.94		145.53	1014.71	1116.18
	Plancher étage courant	104.43		44.1			
	Poutres	22.5					
	Poteaux	14.53					
N4	Venant de N5	589.94	734.10		176.4	1255.63	1381.19
	Plancher étage courant	104.43		44.1			
	poutre	25.2					
	Poteaux	14.53					
N3	Venant de N4	734.10	880.03		202.86	1492.39	1641.63
	Plancher étage courant	104.43		44.1			
	Poutres	25.2					
	Poteaux	16.35					
N2	Venant de N3	880.03	1026		224.91	1722.47	1894.72
	Plancher étage courant	104.43		44.1			
	Poutres	25.2					
	Poteaux	16.35					
N1	Venant de N2	1026	1175.70		242.55	1951.03	2146.13
	Plancher étage courant	104.43		44.1			
	Poutres	25.2					
	Poteaux	20.08					
	Venant de N1	1175.70	1328.63		255.78	2177.30	2395.03

RDC	Plancher étage courant	104.43	1481.62	44.1	2000.18	2200.20
	Poutres	25.2				
	Poteaux	23.28				
Sous sol	Venant de N8	1328.63	1481.62		2000.18	2200.20
	Plancher étage courant	104.43				
	Poutres	25.2				
	Poteaux	23.37				

$G= 1481.62$  KN;  $Q= 255.78$ KN;  $N_u= 2200.20$  KN.

➤ **Poteau central 5E (au niveau de la cage d'escalier)**

$G= 1332.17$  KN;  $Q= 273.63$ KN;  $N_u= 1798.43$  KN.

Les résultants obtenus après calcul montrent que le poteau 5C est le plus sollicité.

**a) Vérification de la résistance (compression simple)**

**Tableau 2.13 : vérification des poteaux à la compression simple**

Niveaux	Nu(KN)	Section (cm)	Condition $B > B$ calculé		observation
			B (m <sup>2</sup> )	Bcalculé (m <sup>2</sup> )	
Sous sol	2200.20	50*50	0.25	0.151	Vérifiée
RDC	2395.03	45*50	0.225	0.168	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	2146.13	45*50	0.225	0.151	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1894.72	45*45	0.2025	0.133	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1641.63	45*45	0.2025	0.115	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	1381.19	40*45	0.18	0.097	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	1116.18	40*45	0.18	0.078	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	843.89	40*40	0.16	0.059	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	566.72	40*40	0.16	0.039	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	282.56	35*40	0.14	0.019	Vérifiée

## b) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Tableau 2.14 : vérification des poteaux au flambement (sous sol jusqu'à 2ème étage)

Poteaux	Sous sol	R.D.C	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>em</sup> étage
Nu(KN)	2200.20	2398.03	2176.13	1894.72
B(m <sup>2</sup> )	0.25	0.225	0.225	0.2025
L <sub>0</sub> (m)	3.53	3.93	3.36	3.02
l <sub>f</sub> (m)	2.47	2.751	2.352	2.11
I*10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	5.2	3.79	3.79	3.417
i(m <sup>3</sup> )	0.144	0.129	0.129	0.13
$\lambda$	17.15	21.32	18.23	16.23
$\alpha$	0.81	0.79	0.81	0.81
B <sub>rcal</sub> (m <sup>2</sup> )	0.123	0.137	0.120	0.106
B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	0.23	0.206	0.206	0.185
B <sub>r</sub> ≥ B <sub>rcal</sub>	Verifier	verifier	Verifier	Verifier

Tableau 2.15 : vérification des poteaux au flambement (3ème jusqu'à 8ème étage)

Poteaux	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
Nu(KN)	1641.63	1381.198	1116.18	843.89	566.72	282.56
B(m <sup>2</sup> )	0.2025	0.18	0.18	0.16	0.16	0.14
L <sub>0</sub> (m)	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
l <sub>f</sub> (m)	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
I*10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	3.417	2.4	2.4	2.13	2.13	1.429
i(m <sup>3</sup> )	0.13	0.115	0.115	0.115	0.115	0.1
$\lambda$	16.23	18.26	18.34	18.34	18.35	21.1
$\alpha$	0.815	0.81	0.76	0.81	0.81	0.79
B <sub>rcal</sub> (m <sup>2</sup> )	0.09	0.077	0.066	0.047	0.031	0.016
B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	0.185	0.1634	0.1634	0.1444	0.1444	0.125
B <sub>r</sub> ≥ B <sub>rcal</sub>	Verifier	verifier	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier

# Chapitre 3 Calcul des éléments non structuraux

## 3.1. Calcul des éléments non structuraux

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur.

### 3.1.1. Calcul des planchers

#### 3.1.1.1. Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul ce fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

- Les différents types de poutrelles

#### 1) Pour le bloc A en R+2

Tableau 3.1 : Différent types de poutrelles pour le bloc A

Type	Schéma statique
	Poutrelle du planché inaccessible
Type 1	
	Poutrelle du planché étage courants
Type 2	

2) Pour le bloc B en R+8

Tableau 3.2 : Différent types de poutrelles pour le bloc B

Type	Schéma statique
	Poutrelle du planché inaccessible
Type 1	
	Poutrelle du planché accessible et étages courants
Type 2	
Type 3	N°1
	N°2
	N°3
Type 4	
Type 5	

a) Calcul des charges revenant aux poutrelles

L'ELU :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $q_u = 0.65 \times p_u$

L'ELS:  $P_s = G + Q$  ET  $q_s = 0.65 \times P_s$

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

**Bloc A**

**Tableau 3.3 : Charge revenant aux poutrelles pour le bloc A**

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			Pu	Qu	Ps (KN/ml)	Qs (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7.44	1	11.54	7.5	8.44	5.486
Etage courant (1 <sup>er</sup> étage)	5.92	2.5	11.74	7.63	8.42	5.473
Etage courant (2 <sup>ème</sup> étage)	5.92	1.5	10.24	6.657	7.42	4.823

**Bloc B**

**Tableau 3.4 : Charge revenant aux poutrelles pour le bloc B**

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			Pu	Qu	Ps (KN/ml)	Qs (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7.44	1	11.54	7.5	8.44	5.486
Terrasse accessible	7.04	1.5	11.75	7.6375	8.54	5.55
Etage courant	5.92	2.5	11.74	7.63	8.42	5.47

**b) Calcul des sollicitations maximales**

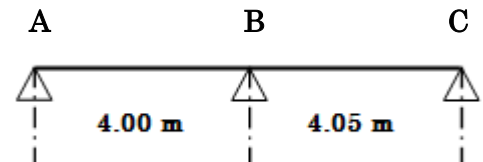
Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on appliquera la méthode de caquo et la méthode forfaitaire.

➤ **Exemple d'application de la méthode forfaitaire**

- **Plancher étage courant (type 2):**

**Vérification des conditions:**

1.  $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \min(2 \times G ; 5) = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \text{vérifier}$
2.  $0.8 \leq \frac{4}{4.05} = 0.89, \leq 1.25 \dots \text{vérifier}$
3. La fissuration est peu nuisible..... vérifier.



**A l'ELU:**

**Les moments isostatiques :**

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

**Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{8.96 \times 4^2}{8} = 17.29 \text{ KN.m}$$

**Travée BC:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{8.96 \times 4.05^2}{8} = 18.37 \text{ KN.m}$$

**Moments sur les appuis:**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments effectifs  $M_A = M_C = -0.15M_0 = -2.75 \text{ KN.m}$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 18.37 = -11.02 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+7.44} = 0.251, \quad (1 + 0.3\alpha) = 1.07, \quad (1.2 + 0.3\alpha) = 1.27,$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

$$\text{Travée AB: } M_{t1} + \frac{11.02}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 17.29 = 18.50 \text{ KN.m} \\ 1.05 \times 17.29 = 18.15 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 13 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.27}{2} \times 17.29 \Rightarrow M_{t2} \geq 10.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 13.00 \text{ KN.m}$$

**Travée BC:**

$$M_{t1} + \frac{11.02}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 18.37 = 19.65 \text{ KN.m} \\ 1.05 \times 18.37 = 19.28 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 14.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.27}{2} \times 18.37 \Rightarrow M_{t2} \geq 11.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 14.14 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant:**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{8.96 \times 4}{2} = 17.92 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -1.15 \times 17.92 = -20.61 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times V_A = 1.15 \times 10.39 = 20.61 \text{KN} \\ V_C = -\frac{8.96 \times 4.05}{2} = -18.14 \text{KN} \end{cases}$$

**A l'ELS:**

$$\text{Les moments isostatiques : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

**Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6.46 \times 4^2}{8} = 12.92 \text{KN.m}$$

**Travée BC:**

$$M_0 = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.46 \times 4.05^2}{8} = 13.24 \text{KN.m}$$

**Moments sur les appuis:**

$$M_A = M_C = 0 \text{ Les moments effectifs } M_A = M_C = -0.15M_0^{\max} = -1.98 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 10.07 = -7.94 \text{KN.m}$$

**Moments en travées:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+7.44} = 0.251, \quad (1 + 0.3\alpha) = 1.07, \quad (1.2 + 0.3\alpha) = 1.27, \quad \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

**Travée AB:**

$$M_{t1} + \frac{7.94}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 12.92 = 13.82 \text{KN.m} \\ 1.05 \times 12.92 = 13.56 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 9.85 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.27}{2} \times 12.92 \Rightarrow M_{t2} \geq 8.20 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 9.85 \text{KN.m}$$

**Travée BC:**

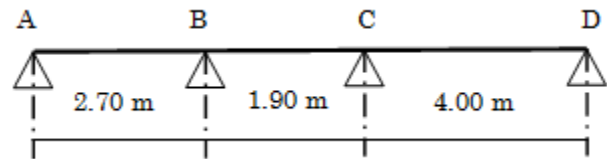
$$M_{t1} + \frac{11.02}{2} \geq \max \begin{cases} 1.07 \times 13.24 = 14.16 \text{KN.m} \\ 1.05 \times 13.24 = 13.90 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{t1} \geq 8.65 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.27}{2} \times 13.24 \Rightarrow M_{t2} \geq 8.40 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) \Rightarrow M_t = 8.65 \text{KN.m}$$

➤ Exemple d'application de la méthode des Caquot minoré :

$$\frac{2.70}{1.90} = 1.42 \geq 1.25$$



La méthode forfaitaire n'est pas applicable dans ce cas car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée :

$$G' = 2/3G = 2/3 \times 7.44 = 4.96 \text{ KN/m}^2$$

a) Les charges sur la poutrelle

$$\begin{cases} Pu' = 1.35G' + 1.5Q = 10.44 \text{ KN/m}^2 \\ Ps' = G' + Q = 7.46 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} qu' = Pu' \times 0.65 = 6.78 \text{ KN/m} \\ qs' = Ps' \times 0.65 = 4.84 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• A l'ELU

b) Les moments en appuis :

▪ Appuis de rives :

$$M_A = M_D = 0 \text{ Les moments effectifs } M_A = M_D = -0.15M_0^{\max}$$

$$\text{Avec : } M_0^{\max} = \frac{qu'l^2}{8} = \frac{6.78 \times 4^2}{8} = 13.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_A = M_D = -2.04 \text{ KN.m}$$

▪ appuis intermédiaires

**Appui B:**

$$l'_g = 2.70 \text{ m ; } l'_d = 1.90 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_B = -\frac{6.78(2.70^3 + 1.90^3)}{8.5 \times (2.70 + 1.90)} = -4.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_B = -\frac{4.84(2.70^3 + 1.90^3)}{8.5 \times (2.70 + 1.90)} = -3.29 \text{ KN.m}$$

**Appui C:**

$$l'_g = 1.90 \text{ m ; } l'_d = 4 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_C = -\frac{6.78(1.90^3 + 4^3)}{8.5 \times (1.90 + 4)} = -9.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_C = -6.85 \text{ KN.m}$$

Moment en travée (pour les calculs on utilise G et non pas G')

**Travée AB:**

$$x = \frac{2.7}{2} - \left( \frac{4.61}{8.96 \times 2.7} \right) = 1.16 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_{t=} (8.96 \times 1.16 / 2)(2.7 - 1.16) - 4.61(1.16 / 2.7) = 6.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t = 3.77 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$x = 0.79 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_t = -2.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t = -2.22 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$x = 1.73 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_t = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t = 7.52 \text{ KN.m}$$

### Les poutrelles du bloc A

#### ❖ Terrasse inaccessible (type 4)

**Tableau 3.5 : Les charges sur poutrelle type 4**

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	15.01	10.14	9.38	7.77	16.51	16.51
BC	5	23.45	9.38	9.38	15.24	18.76	18.76
CD	4	15.01	9.38	7.69	7.77	15.01	16.51
DE	4.05	15.38	7.69	2.307	12.3	16.71	15.19
Sollicitations max	Ma=10.14KN m ; Mt=16.22 KN m ; V=19.19 KN						
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	10.97	7.42	6.86	5.68	12.07	12.07
BC	5	17.14	6.86	6.86	11.14	13.72	13.72
CD	4	10.97	6.86	5.63	5.68	10.97	12.07
DE	4.05	11.25	5.63	1.6875	9	12.22	11.22
Sollicitations max	Ma=7.42KN m ; Mt=11.86KN m ; V=14.03 KN						

#### ❖ Etage courant :

1<sup>ère</sup> étage

**Tableau 3.6 : Sollicitations sur les poutrelles 1<sup>ère</sup> étage**

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4.65	20.63	3.09	10.32	17.31	17.75	19.52
BC	4	15.26	10.32	9.54	8.31	16.79	16.79
CD	5	23.85	9.54	9.54	16.44	19.08	19.08
DE	4	15.26	9.54	7.83	8.31	15.26	16.79

EF	4.05	15.65	7.83	2.3475	13.13	17	15.46
Sollicitations max	Ma=10.32KN m ; Mt=17.31 KN m ; V=19.52KN						
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4.65	14.79	2.22	7.4	12.41	12.72	14
BC	4	10.95	7.4	6.84	5.96	12.04	12.04
CD	5	17.1	6.84	6.84	11.78	13.68	13.68
DE	4	10.95	6.84	5.61	5.96	10.95	12.04
EF	4.05	11.22	5.61	1.683	9.41	12.19	11.08
Sollicitations max	Ma=7.4KN m ; Mt=12.41 KN m ; V=14KN						

2<sup>ème</sup> étageTableau 3.7 : Sollicitations sur les poutrelles 2<sup>ème</sup> étage

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4.65	17.99	2.7	9	14.58	15.48	17.03
BC	4	13.31	9	8.32	7.06	14.65	14.65
CD	5	20.80	8.32	8.32	13.74	16.64	16.64
DE	4	13.31	8.32	6.83	7.06	13.31	14.65
EF	4.05	13.65	6.83	2.0475	11.06	14.83	13.48
Sollicitations max	Ma=9KN m ; Mt=14.58KN m ; V=17.03KN						
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4.65	13.04	1.96	6.52	10.57	11.21	12.33
BC	4	9.65	6.52	6.03	5.12	10.61	10.61
CD	5	15.07	6.03	6.03	9.95	12.06	12.06
DE	4	9.65	6.03	4.95	5.12	9.65	10.61
EF	4.05	9.89	4.95	1.4835	8.01	10.74	9.77
Sollicitations max	Ma=6.52KN m ; Mt=10.57 KN m ; V=12.33KN						

Tableau 3.8 : les sollicitations max sur les poutrelles

	ELU				ELS		
Type de plancher	Mappui int (max) (KNm)	Mappui de rive (max) (KNm)	Mtravée (max) (KNm)	Vmax (KN)	Mappui int (max) (KNm)	Mtravée (max) (KNm)	Mappui de rive (max) (KNm)
Terrasse inaccessible	10.14	3.04	16.22	19.19	7.42	11.86	2.22
Étage courant	9	2.7	17.31	19.52	6.52	10.57	1.96

## Les poutrelles du bloc B(R+8)

### ❖ Terrasse inaccessible

**Tableau 3.9 : Sollicitations sur les poutrelles type 1**

Type 1							
N°1							
ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	15.01	2.25	2.25	18.54	15.01	15.01
Ma=2.25 KN m ; Mt=18.54 KN m ; V=15.01 KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	10.97	16.5	16.5	13.55	10.97	10.97
Ma=1.65KN m ; Mt=13.55 KN m ; V=10.97 KN							

### Type 4

**Tableau 3.10 : Sollicitation sur les poutrelles type 4**

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4.65	20.65	3.10	10.33	16.58	17.76	19.54
BC	4	15.28	10.33	9.55	8.04	16.81	16.81
CD	5	23.88	9.55	9.55	15.59	19.1	19.1
DE	4	15.28	9.55	7.83	8.04	15.28	16.81
EF	4.05	15.66	7.83	2.349	12.57	17.02	15.47
Ma=10.33 KN m ; Mt=16.58KN m ; V=19.54KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4.65	15	2.25	7.5	12.04	12.91	14.20
BC	4	11.1	7.5	6.94	5.84	12.21	12.21
CD	5	17.35	6.94	6.94	11.33	13.88	13.88
DE	4	11.1	6.94	5.69	5.84	11.1	12.21
EF	4.05	11.38	5.69	1.707	9.14	12.36	11.24
Ma=7.5KN m ; Mt=12.04KN m ; V=14.20 KN							

### Type 2

**Tableau 3.11 : Sollicitation sur les poutrelles type 2**

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	15.28	2.29	9.17	11.5	15.28	17.57
BC	4	15.28	9.17	2.29	11.5	17.57	15.28
Ma=9.17 KN m ; Mt=11.5KN m ; V=17.57KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	11.10	1.67	6.66	8.36	11.10	12.77
BC	4	11.10	6.66	1.67	8.36	12.77	11.10
Ma=6.66KN m ; Mt=8.36 KN m ; V=12.77 KN							

Type 3**Tableau 3.12 : Sollicitation sur les poutrelles type 3**

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	15.28	2.29	7.64	12.27	15.28	16.81
BC	4	15.28	7.64	12.18	8.04	16.81	16.81
CD	5.05	24.36	12.18	3.65	19.56	21.22	19.29
Ma=12.18 KN m ; Mt=19.56 KN m ; V=21.22KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	11.10	1.67	5.55	8.91	11.10	12.21
BC	4	11.10	5.55	8.68	5.84	12.21	12.21
CD	5.05	17.7	8.85	2.66	14.21	15.42	14.02
Ma=8.85 KN m ; Mt=14.21 KN m ; V=15.42KN							

Type 1 :**Tableau 3.13 : Sollicitation sur les poutrelles type 1**

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	15.28	2.29	2.29	19.14	15.28	15.28
Ma=2.29 KN m ; Mt=19.14KN m ; V=15.28 KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	11.10	1.67	1.67	13.91	11.10	11.10
Ma=1.67KN m ; Mt=13.92KN m ; V=11.10 KN							

❖ **Étage courant**Type 3:**Tableau 3.14 : Sollicitation sur les poutrelles étage courant**

ELU							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	15.26	2.29	7.63	12.80	15.26	16.79
BC	4	15.26	7.63	12.17	8.31	16.79	16.79
CD	5.05	24.33	12.17	3.65	20.41	21.20	19.27
Ma=12.17KN m ; Mt=20.41 KN m ; V=21.20KN							
ELS							
Travée	L(m)	Mo (KN*m)	Mg (KN*m)	Md (KN*m)	Mt (KN*m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	4	10.95	1.64	5.48	9.19	10.95	12.04
BC	4	10.95	5.48	8.73	5.96	12.04	12.04
CD	5.05	17.45	8.73	2.62	14.64	15.20	13.82
Ma=8.73 KN m ; Mt=14.64 KN m ; V=15.2 KN							

Tableau 3.15: Sollicitation max sur les différents étages

Type de plancher	ELU				ELS		
	Mappui int (max) (KNm)	Mappui de rive (max) (KNm)	Mtravée (max) (KNm)	Vmax (KN)	Mappui int (max) (KNm)	Mtravée (max) (KNm)	Mappui de rive (max) (KNm)
Terrasse inaccessible	3.52	3.52	28.97	18.76	2.57	21.17	2.57
Terrasse accessible	12.18	3.65	19.56	21.22	8.85	14.21	2.66
Étage courant	12.17	3.65	20.41	21.20	8.73	14.64	2.62

## c) Ferrailage des poutrelles

1) BLOC A(R+2)

Etage courant :

$M_t = 17.31 \text{ KN m}$  ;  $V = 19.52 \text{ KN}$  ;  $M_{a \text{ int}} = 10.32 \text{ KN m}$  ;  $M_{a \text{ rive}} = 3.09 \text{ KN m}$  ;  $h = 25 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ;  $d = 23 \text{ cm}$  ; FPN.

## ✓ Vérification a ELU

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Calcul de moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$ :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \left( 0.23 - \frac{0.05}{2} \right) 10^3$$

$M_{tu} = 94.6 \text{ KN.m} \geq M_t = 17.31 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression

$\Rightarrow$  Étude d'une section  $b \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{17.31 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.0355 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0355 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.225 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{17.31 \times 10^{-3}}{348 \times 0.22} = 2.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

CBA93 (Art A.4.2.1)

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 1.8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_t$$

On opte pour :  $A_{tr} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}$

En appui :

▪ Appui intermédiaire

$M_a^{int} = 10.32 \text{ KN m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.32 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.11 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.14$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.14) = 0.217 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{10.32 \times 10^{-3}}{348 \times 0.227} = 1.366 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_t$$

on adopte  $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

▪ Appui de rive

$M_a^{rive} = 3.09 \text{ KN m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.09 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.0034 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0063 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043$$



$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.23(1 - 0.4 \times 0.043) = 0.226m$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{3.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.226} = 0.392 \cdot 10^{-4} m^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.33 \cdot 10^{-4} m^2 < A_t$$

on adopte 1HA10 = 0.79 cm<sup>2</sup>

### ✓ Ferrailage transversales

### Vérification au cisaillement :

CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V^{max} = 19.52KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19.52 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23} \Rightarrow \tau_u = 0.707KN$$

$$\bar{\tau} = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] Mpa = 3.33Mpa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}$$

### Armatures transversales:

BAEL99 (Art 5.1.2.2)

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left( 8; \frac{250}{35}; \frac{12}{10} \right)$$

Soit :  $\phi_t = 6mm \Rightarrow$  on choisi un étrier  $\phi_6$ :  $A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2$

### Espacement :

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 20.7cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 47.5cm \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} = 197.19cm \end{cases}$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$  : Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$  : Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

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

#### Vérification de la bielle:

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\leq 0.9d \Rightarrow a = 0.207 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 23.57 \text{ KN} < 0.267 \times 0.207 \times 0.12 \times 25 \times 10^3 = 120.15 \text{ KN}$$

**Vérification des armatures longitudinales**

CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

**- Appui de rive:**

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

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 3HA12 + 1HA10 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_u} = \frac{1.15 \times 19.52 \times 10^{-3}}{400} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \geq 0.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

**- Appui intermédiaire:**

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

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 19.52 \times 10^{-3} - \frac{10.32 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23} \right) = -0.0947 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3HA12 + 2HA10 = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 4.96 \text{ cm}^2 \geq -0.0947 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$

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

BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.12}{2} = 0.265$$

$$\tau_u = \frac{19.52 \times 10^{-3} \times 0.265}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.769 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

**✓ Vérification à l'ELS:**

Il y a lieu de vérifier :

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

**État limite d'ouverture des fissures :**

CBA93 (Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification

**État limite de compression du béton**

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

- **En travée :**

**Position de l'axe neutre**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4}(0.23 - 0.05)$$

$\Rightarrow H = -1.028 \times 10^{-4}m \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T

$$b_0/2 \times y^2 + [15 \times A]y - [(b - b_0)h_0^2/2 + 15 \times d \times A] = 0$$

$$6 \times y^2 + [15 \times 3.39]y - [(65 - 12)5^2/2 + 15 \times 23 \times 3.39] = 0$$

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

$$6y^2 + 315.85y - 1832.05 = 0 \Rightarrow y = 5.27cm$$

**Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{65 \times y^3}{3} + (65 - 12) \frac{(y-5)^3}{3} + (b - b_0)h_0 + 15 \times 3.39 (23 - 5.27)^2$$

$$\Rightarrow I = 19156.395 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{19156.395 \times 10^{-8}} 0.0527 = 3.4Mpa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.4Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

- **En appui :**

**Position de l'axe neutre :**

$$Ma < 0 \Rightarrow b_0 \times h.$$

$$y = 7.74cm$$

$$\Rightarrow I = 7338.77cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.8Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \quad \text{Vérifier}$$

- **État limite de déformation (vérification de la flèche)**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{25}{465} = 0.054 \leq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Il faut passer à la vérification de la flèche.

Pour notre cas:  $l=465\text{cm}$ ,  $h=25\text{cm}$

La flèche totale est définie d'après le **BAEL9 (Art B.6.5.2)** comme suit:

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{465}{500} = 0.93\text{cm}$$

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

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

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

### Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

$$\text{Avec } K = \frac{M_{t\text{ELS}}}{M_{0\text{ELS}}}$$

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

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

### Propriété de la section:

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.61\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{12 \times \frac{25^2}{2} + (65 - 12) \frac{5}{2} + 15(3.39 \times 23)}{12 \times 25 + (65 - 12)5 + 15(3.39)} = 9.06 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left( \frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left( y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d - y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 41012.42 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 23} = 0.012$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

**Contraintes :**

( $\sigma_s$ ) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

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

Inerties fictives (I $\delta$ ):

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

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

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

Évaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.56 = 2.314 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.92 = 3.848 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.92 + 5) = 5.47 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.84 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.84 \frac{2.314 \times 4.65^2}{8} = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.84 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.84 \frac{3.848 \times 4.65^2}{8} = 8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.84 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.84 \frac{5.47 \times 4.65^2}{8} = 12.42 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.49 \text{ cm}$$

$$I_0 = 347934.6 \text{ cm}^4$$

$$I = 14090.19 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = 0.0085$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.0085} = 4.80$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.34 = 1.92$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.25 \times (0.23 - 0.044) \times 10^5}{14090.19} = 103.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.73 \times (0.23 - 0.044) \times 10^5}{14090.19} = 172.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{12.42 \times (0.23 - 0.044) \times 10^5}{14090.19} = 252.06 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0085 \times 103.95 + 2.1} = 0.3 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0085 \times 172.86 + 2.1} = 0.54 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0085 \times 252.06 + 2.1} = 0.65 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 37934.6}{1 + (4.8 \times 0.3)} = 17057.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 37934.6}{1 + (4.8 \times 0.54)} = 11616.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 37934.6}{1 + (4.8 \times 0.65)} = 11328.16 \text{ cm}^4$$

$$f_{vg} = \frac{1.1 \times 37934.6}{1 + (1.92 \times 0.54)} = 20487.06 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.25 \times 10^{-3} \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 17055.6 \times 10^{-8}} = 0.002 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.73 \times 10^{-3} \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 11616.94 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.42 \times 10^{-3} \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 11328.16 \times 10^{-8}} = 0.007 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{12.42 \times 10^{-3} \times 4.65^2}{10 \times 10721.4 \times 20487.06 \times 10^{-8}} = 0.01 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.01 - 0.002 + 0.007 - 0.006 = 0.0081 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.81 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.93 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

**Bloc A**

**Tableau 3.16 : Calcul des sections de ferrailage de poutrelles bloc A**

plancher		Etage courant	Terrasse inaccessible
travée	M (KN m)	17.31	16.22
	$\mu_{bu}$	0.0355	0.033
	$\alpha$	0.045	0.0423
	Z(m)	0.225	0.226
	At(cm <sup>2</sup> )	2.21	1.805
Appui intermédiaire	M (KN m)	10.32	10.14
	$\mu_{bu}$	0.021	0.0208
	$\alpha$	0.026	0.026
	Z(m)	0.227	0.227
	At(cm <sup>2</sup> )	1.306	1.281
Appui de rive	M (KN m)	3.09	3.04
	$\mu_{bu}$	0.0063	0.0065
	$\alpha$	0.008	0.0078
	Z(m)	0.229	0.2293
	At(cm <sup>2</sup> )	0.387	0.381

- Le choix des barres de ferrailages et vérification au cisaillement

**Tableau 3.17 : Choix des barres d'armature et vérification au cisaillement**

plancher	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive	$V^{max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)
Etage courant	3HA12=3.39	2HA10=1.57	1HA10=0.79	19.52	0.707	3.33
Terrasse inaccessible	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	17.03	0.769	3.33

- Le choix des armatures transversales

Pour tous les types des poutrelles on prend :

$$A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ et l'espacement } St = 15 \text{ cm}$$

- Etat limite de compression de béton :

Tableau 3.18 : Vérification aux états limites de compression du béton

Plancher	En travée				En appui				$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
	Mt (KNm)	I(cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Mt (KNm)	I(cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	
Etage courant	17.31	1	4.49	3.4	10.32	9869.28	3.73	3.9	15
Terrasse inaccessible	16.22	14090.19	4.49	3.4	10.14	9869.28	3.73	3.8	15

- Etat limite de déformation

Tableau 3.19 : Vérification aux états limites de déformation

Planchers	Etage courant	Terrasse inaccessible
$q_{jser}$ (KN/m)	2.31	2.31
$q_{gser}$ (KN/m)	3.8	4.83
$q_{pser}$ (KN/m)	5.4	3.75
$M_{jser}$ (KNm)	4.7	5.75
$M_{gser}$ (KNm)	7.8	12
$M_{pser}$ (KNm)	11.09	9.375
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	410124	410124
$\rho$	0.012	0.012
$\lambda_i$	3.347	3.347
$\lambda_v$	1.338	1.338
$\sigma_{sj}$ (MPa)	170.32	79.841
$\sigma_{sg}$ (MPa)	282.66	166.625
$\sigma_{sp}$ (MPa)	401.89	130.175
$\mu_j$	0.65	0.389
$\mu_g$	0.77	0.642
$\mu_p$	0.83	0.567
$I_{ij}$ (Cm <sup>4</sup> )	14226.95	195737
$I_{ig}$ (Cm <sup>4</sup> )	12630.51	143152
$I_{ip}$ (Cm <sup>4</sup> )	11959.51	155598



$I_{vg}^f$ (Cm <sup>4</sup> )	34296.26	24247
$f_{ji}$ (mm)	2.2	2.262
$f_{gi}$ (mm)	4.15	6.456
$f_{pi}$ (mm)	5.9	4.640
$f_{gv}$ (mm)	1.8	11.436
$\Delta f$ (mm)	1.35	7.357
$f_{adm}$ (mm)	9.3	10

▪ Schéma de ferrillages des poutrelles pour le bloc A

Tableau 3.20 : Schéma de ferrillage des poutrelles pour bloc A

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

**BLOC B**

Tableau 3.21 : Calcul des sections de ferrillage de poutrelles bloc B

	Plancher	Etage courant	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
travée	M (KN m)	20.41	19.56	18.57
	$\mu_{bu}$	0.0419	0.04	0.038
	$\alpha$	0.053	0.051	0.048
	Z(m)	0.225	0.225	0.225
	At(cm <sup>2</sup> )	2.607	2.49	2.367

Appui intermédiaire	M (KN m)	12.17	12.18	/
	$\mu_{bu}$	0.025	0.025	
	$\alpha$	0.031	0.0317	
	Z(m)	0.227	0.227	
	At(cm <sup>2</sup> )	1.54	1.54	
Appui de rive	M (KN m)	3.65	3.65	2.25
	$\mu_{bu}$	0.0075	0.0075	0.0046
	$\alpha$	0.0094	0.0094	0.0058
	Z(m)	0.229	0.229	0.229
	At(cm <sup>2</sup> )	0.458	0.458	0.28

- Le choix des barres de ferrillages et vérification au cisaillement

Tableau 3.22 : Choix des barres d'armature et vérification au cisaillement

plancher	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive	$V^{max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
Etage courant	3HA12=3.39	2HA10=1.57	1HA10=0.79	21.20	0.012	3.33
Terrasse accessible	3HA12=3.39	2HA10=1.57	1HA10=0.79	21.22	0.125	3.33
Terrasse inaccessible	3HA12+1HA8=3.89	/	1HA10=0.79	18.76	0.011	3.33

- Le choix des armatures transversales

Pour tous les types des poutrelles on prend :

$A_t=2HA6=0.57\text{cm}^2$  et l'espacement  $St=15\text{cm}$

- Etat limite de compression de béton :

Tableau 3.23 : Vérification aux états limites de compression du béton

Plancher	En travée				En appui				$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
	Mt (KNm)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Mt (KNm)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	
Etage courant	20.41	5.26	19156.06	5.6	12.17	3.73	9869.28	4.5	15
Terrasse accessible	19.56	5.26	19156.06	5.37	12.18	3.73	9869.28	4.6	15
Terrasse inaccessible	13.55	4.49	14090.19	4.3	1.65	2.71	5309.66	0.84h	15

- Etat limite de déformation

Tableau 3.24 : Vérification aux états limites de déformation

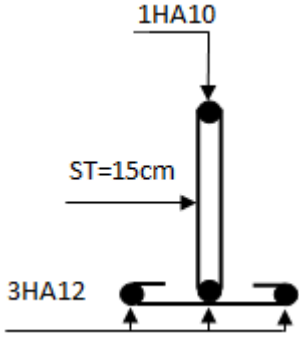
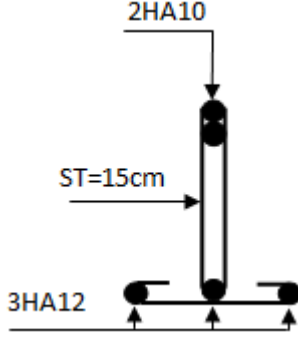
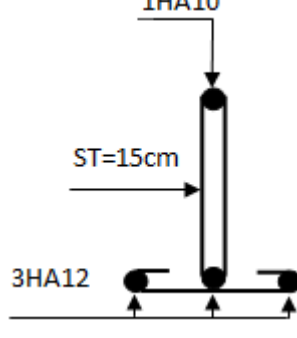
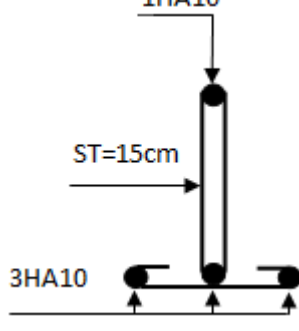
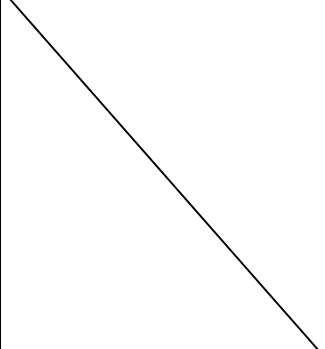
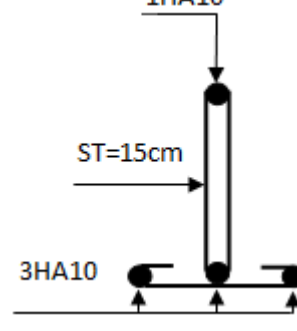
Planchers	Etage courant	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
$q_{jser}$ (KN/m)	2.31	2.31	2.31
$q_{gser}$ (KN/m)	3.8	4.576	4.83
$q_{pser}$ (KN/m)	5.4	5.55	3.75
$M_{jser}$ (KNm)	5.86	5.86	3.46
$M_{gser}$ (KNm)	9.69	11.65	7.24

$M_{pser}$ (KNm)	13.77	14.15	5.62
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	410124	424515	37934.6
$\rho$	0.012	0.014	0.0085
$\lambda_{\gamma}$	3.347	2.917	4.80
$\lambda_{\nu}$	1.338	1.166	1.92
$\sigma_{sj}$ (MPa)	81.446	71.339	68.27
$\sigma_{sg}$ (MPa)	134.563	141.748	142.76
$\sigma_{sp}$ (MPa)	191.221	172.145	110.84
$\mu_j$	0.397	0.399	0.171
$\mu_g$	0.578	0.635	0.473
$\mu_p$	0.680	0.688	0.376
$I_{ij}$ (Cm <sup>4</sup> )	193521	215593	22873.8
$I_{ig}$ (Cm <sup>4</sup> )	153699	163574	12730.6
$I_{ip}$ (Cm <sup>4</sup> )	13766	15519	14856.2
$I_{vg}$ (Cm <sup>4</sup> )	254293	268077	21834.4
$f_{ji}$ (mm)	2.381	2.137	0.746
$f_{gi}$ (mm)	4.954	5.598	2.805
$f_{pi}$ (mm)	7.860	7.166	1.866
$f_{gv}$ (mm)	8.983	10.248	4.907
$\Delta f$ (mm)	9.507	9.678	3.22
$f_{adm}$ (mm)	10.1	10.1	8

- Schéma de ferrailages des poutrelles

Tableau 3.25 : Schéma de ferrailage des poutrelles pour bloc B

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			

Terrasse accessible			
Terrasse inaccessible			

**Ferrailage de la dalle de compression**

On utilise des ronds lisses de nuance  $f_e = 500\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{500} = 0.52(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.26\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de 150 mm

5HA4/ml=0.630cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles →St=15cm<20cm vérifiée.

3HA4/ml=0.378cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles →St=15cm<33cm vérifiée.

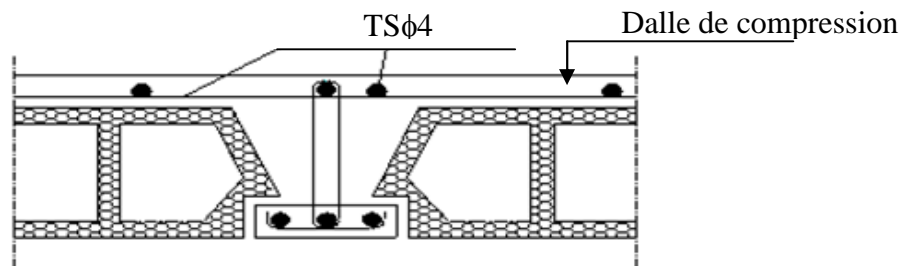


Figure 3.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

### 3.1.1.2. Etude des dalles pleines

#### a) Etude des dalles pleines sur deux appuis (balcons)

##### Evaluation des charges

##### 1. Evaluation des charges

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{A L'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 13.16 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A L'ELS : } P_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/m}^2.$$

Les calculs seront fait pour une bonde de 1ml

$$\text{Donc : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 13.16 \text{ KN/m}.$$

$$P_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/m}.$$

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{275} = 0.56 > 0.4$$

⇒ La dalle travail selon deux sens  $l_x$  et  $l_y$ .

##### 2. Calcul à L'ELU : pour ( $\nu = 0$ et $\rho = 0.56$ )

$$\text{On se réfère à l'annexe 2 } \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0880 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 2.782 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.695 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée (la dalle est un panneau de rive) :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 2.782 = 2.364 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 0.695 = 0.590 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis (appui de rive) :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -0.834 \text{ KN.m}$$

##### 2. Calcul de la section d'armatures (A L'ELU)

Le calcul est fait à la flexion simple pour une section ( $b \times h$ ) = (1 × 0.14) m<sup>2</sup>.

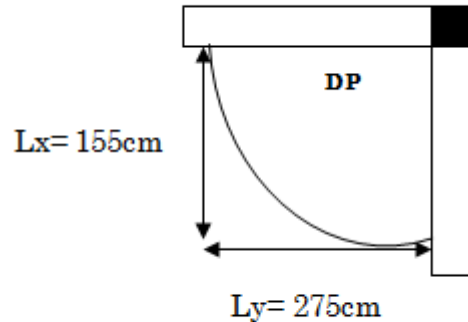
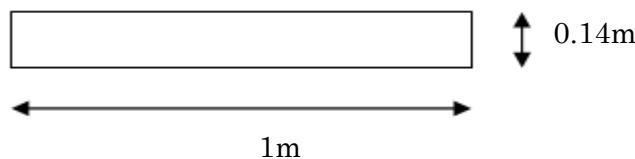


Figure 3.2 : Dalle sur deux appuis

- **Sens xx':**

$$d_x = 12 \text{ cm}$$

- **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.011$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.013$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = 0.54 \text{ cm}^2$$

- **Sens yy':**

$$d_y = 11 \text{ cm}$$

- **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.003$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.004$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.109m$$

$$A_t = \frac{M_t^y}{\sigma_{st} \times z} = 0.16 \text{ cm}^2$$

- **En appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.004$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.005$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119m$$

$$A_t = \frac{M_a^x}{\sigma_{st} \times z} = 0.20 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité****Condition de non fragilité**

On a  $e=14\text{cm} > \text{et } \rho=0.56 > 0.4$ , avec  $f_c E=400\text{MPa} \Rightarrow \rho_0=0.0008$ .

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{t^x}^{\min} = 1.36\text{cm} \\ A_{t^y}^{\min} = 1.12\text{cm} \end{cases}$$

**Espacement des barres**

On a FN  $\Rightarrow St \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(28; 25\text{cm})$  on opte pour  $St=25\text{cm}$ .

**Récapitulation des résultats:****Tableau 3.26 : Ferrailage de la dalle**

En travée								
sens	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calcul (Cm <sup>2</sup> )	Amin (Cm <sup>2</sup> )	A adopté (Cm <sup>2</sup> )	St (Cm)
X	2.364	0.011	0.013	0.119	0.54	1.36	4HA8=2.01	25
Y	0.59	0.003	0.004	0.109	0.16	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis								
X et Y	-0.834	0.004	0.005	0.119	0.20	1.36	4HA8=2.01	25

**Vérification du cisaillement**

$$\left\{ \begin{aligned} V_x &= (p l_x / 2) \times (l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4)) = \frac{13.16 \times 1.55}{2} \times \frac{2.75^4}{1.55^4 + 2.75^4} = 9.26\text{KN} \\ V_y &= (p l_y / 2) \times (l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4)) = \frac{13.16 \times 2.75}{2} \times \frac{2.75^4}{1.55^4 + 2.75^4} = 1.66\text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{9.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.077\text{MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5} \cdot f_{c28} = 1.16\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

**Vérification à L'ELS**

**Calcul à L'ELS : pour  $\nu = 0.2$  et  $\rho = 0.56$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 2.07\text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.88\text{KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 1.98 = 1.76\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 0.49 = 0.75\text{KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -0.62 \text{KN.m}$$

### État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

### Travée // L<sub>X</sub> :

#### Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + (15 \times 2.01 \times 10^{-4}) y - (15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.12) = 0$$

$$0.5y^2 + 3.015 \times 10^{-3} - 3.618 \times 10^{-4} = 0; \quad \text{On trouve : } y = 0,024 \text{ m}$$

#### Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{1}{3} \times 0,024^3\right) + (15 \times 2.01 \times 10^{-4}) \times (0,12 - 0,024)^2 \Rightarrow I = 3239.424 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.76 \times 0,024}{3239.424 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.30 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \dots \text{Vérfifié}$$

### Vérfifié Etat limite d'ouverture des fissures : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y); \quad \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times fe; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1.76}{3239.424 \times 10^{-5}} \times (0.12 - 0.024) \Rightarrow (\sigma_{st} = 78.24 \text{MPa}) < 201.63 \text{MPa} \quad \dots \text{Vérfifié.}$$

### Travée //à L<sub>Y</sub>

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + (15 \times 2.01 \times 10^{-4}) y - (15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0,11) = 0$$

$$0.5y^2 + 3.015 \times 10^{-3} - 3.316 \times 10^{-4} = 0; \quad \text{on trouve : } y = 0.023$$

#### Calcul de I :

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 0,023^3\right) + (15 \times 2.01 \times 10^{-4}) (0,11 - 0,023)^2 \Rightarrow I = 2687.62 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.75 \times 0,023}{2687.62 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.64 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

### Vérfifié Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.75}{2687.62 \times 10^{-5}} \times (0.11 - 0.023) = 36.42 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$



Tableau 3.27 : Vérification des contraintes à l'ELS

En travée								
sens	Ms(KN.m)	A (Cm <sup>2</sup> )	d(m)	y(m)	I (Cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	$\sigma_{st}$ MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA
X	1.76	2.01	0.12	0.119	2339.424	1.30	78.24	4HA8=2.01
Y	0.75	2.01	0.11	0.109	2687.62	0.64	36.42	4HA8=2.01
En appuis								
X et Y	-0.62	2.01	0.12	0.119	2339.424	0.46	27.56	4HA8=2.01

**Vérification de la flèche:**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Sens xx :

- $\frac{h_t}{l} > \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.09 > 0.04 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0016 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$

Sens yy :

- $\frac{h_t}{l} > \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.05 > 0.04 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Schéma de ferrailage**

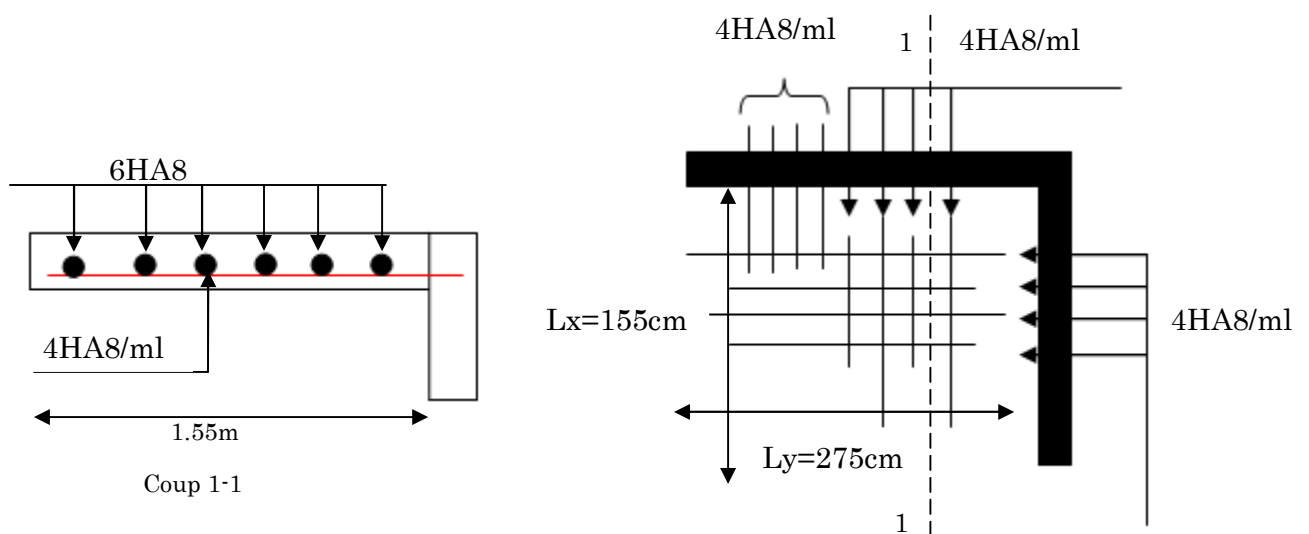


Figure 3.3 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

b) **Dalle pleine sur un appui** : on a deux types selon la charge d'exploitation.

- **Balcon étages courants**

1. **Evaluation des charges**

- **La dalle:**

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2;$$

A L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.16 \text{ KN/m}^2$ .

A L'ELS:  $q_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/m}^2$ .

Les calculs seront fait pour une bonde de 1ml

Donc :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.16 \text{ KN/ml}$ .

$$q_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/ml}.$$

La dalle travail comme une console.

- **Le garde corps:**

$$g = 1 \text{ KN/m}^2. \quad (\text{DTR BC.2.2}) \quad h_{\text{garde corps}} = 50\text{cm} \Rightarrow G = 0.5 \text{ KN/m}$$

A L'ELU:  $p_u = 1.35 \times G = 0.675 \text{ KN/ml}$  .

A L'ELS:  $p_s = G = 0.50 \text{ KN/ml}$  .

2. **Calcul des sollicitations**

$$M_u^{\max} = - q_u L_x^2 / 8 - p_u * L_x = -13.16 * (0.81)^2 / 8 - 0.675 * 0.81 \Rightarrow M_u^{\max} = -4.86 \text{ KN.m}.$$

$$M_s^{\max} = - q_s L_x^2 / 8 - p_s * L_x = -9.36 * (0.81)^2 / 8 - 0.50 * 0.81 \Rightarrow M_s^{\max} = -3.47 \text{ KN.m}.$$

$$V_u^{\max} = 0.675 + 13.16 * 0.81 = 11.33 \text{ KN (pour une surface de 1m}^2\text{)}.$$

3. **Calcul de la section d'armatures**

On ferraille la partie sup qui est tondu pour une bonde de 1ml.

$$H = 0.14\text{m}; b = 1\text{ml}; F.N (e = 2\text{cm});$$

$$\Rightarrow d = 12\text{cm}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.023$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.030$$

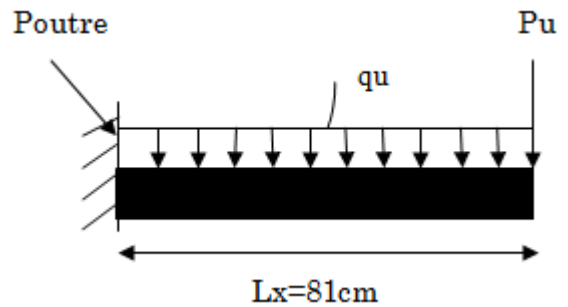


Figure 3.4 : Dalle sur un seul appui

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.118m$$

Sens principale (nappe supérieure)

$$A_s = \frac{Mu}{f_{st} \times z} = 1.18 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = \rho_0 * b * e \text{ pour feE400} \Rightarrow \rho_0 = 0.008$$

$$A_s^{\min} = 0.0008 * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  tel que  $A_s = 4\text{HA}10$ .

Sens secondaire (nappe inférieure)

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \text{ adopté} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

#### 4. Vérification des espacements des armatures

Sens principale :

$$St = 25 \text{ cm} < \min [2e ; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Sens secondaire

$$St = 25 \text{ cm} < \min [3e ; 33 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.10 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \Rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de mettre  $A_t$  dans la dalle.

#### Vérification à l'ELS

**Tableau 3.28 : Vérification des contraintes**

$M_{ser}$ (KN)	y(m)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
-3.88	0.029	4713.32	2.13	15	Vérifiée	162.47	201.63	vérifiée

#### Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.17 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Schéma de ferrailage**

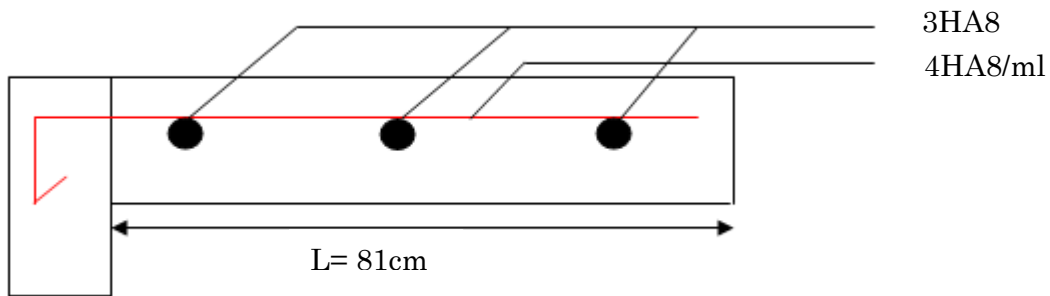


Figure 3.5 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui (Balcon)

- Porte à faux qui donne sur les chambres (e=14cm)

1. Evaluation des charges :

$G = 5.86 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$  ;

A L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.66 \text{ KN/m}$ .

A L'ELS :  $q_s = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}$ .

- Poids du mur (double cloison)

$G = 2.8 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 2.8 \times 2.23 = 6.24 \text{ KN/ml}$

A L'ELU :  $P_{\text{mur}} = 1.35G = 1.35 \times 6.24 = 8.42 \text{ KN/ml}$

A L'ELS :  $P_{\text{mur}} = G = 6.24 \text{ KN/ml}$ .

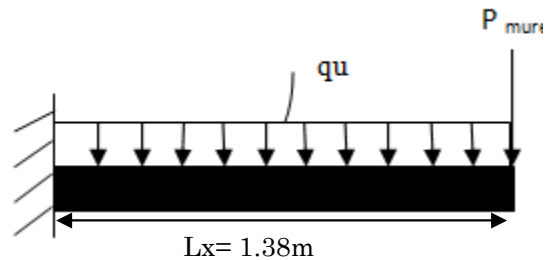


Figure 3.6 : Dalle porte à faux

Tableau 3.29 : Ferrailage de la dalle

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ar adop (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
14.39	0.070	0.090	11.56	3.76	1.12	6HA10=4.71	4HA8=2.01	25

**Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.20 \text{ MPA}$ .  $\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \Rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de mettre At dans la dalle.

**Vérification à l'ELS**

- Etat limite de compression du béton

Tableau 3.30 : Vérification de l'état limite de compression du béton

M <sub>ser</sub> (KN)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
10.60	3.47	7064.62	5.20	15	Vérifiée	191.98	201.63	vérifiée

**Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0039 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**Schéma de ferrailage**

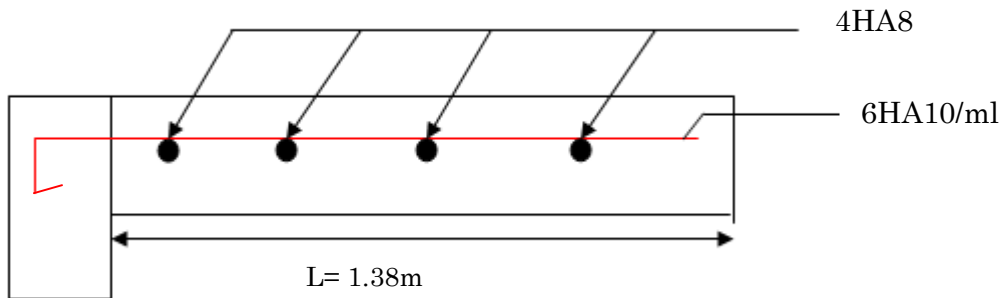


Figure 3.7 : Schéma de ferrailage de la dalle porte à faux

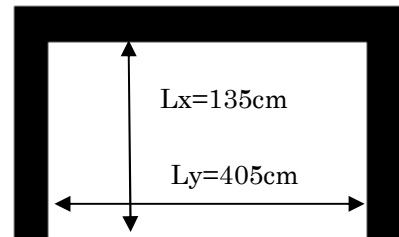
**c) Dalle pleine sur trois appuis**

**1. Evaluation des charges**

$$G_{dp} = 5.86 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{étage}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 ;$$

A L'ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.66 \text{ KN/m}^2$ .

A L'ELS:  $P_s = G+Q = 8.36 \text{ KN/m}^2$ .



Les calculs seront fait pour une bonde de 1ml

Donc :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.66 \text{ KN/m}$ .

$$P_s = G+Q = 8.36 \text{ KN/m}$$

$$\text{On a } l_y = 405 \text{ cm} > \frac{l_x}{2} = 67.5 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On a  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{135}{405} = 0.33 < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travail dans un seul sens.

**• Calcul à l'ELU**

$$M_0^x = 23.90 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 23.90 = 20.31 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = -0.3 \times 23.90 = -7.17 \text{ KN.m}$$

Le calcul ce fait à la flexion simple pour une bonde de (1\*0.14) m<sup>2</sup>.

Tableau 3.31 : Ferrailage de la dalle sur 3 appuis

En travée								
sens	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A calcul/ml (Cm <sup>2</sup> )	Amin (Cm <sup>2</sup> )	A adopté/ml (Cm <sup>2</sup> )	St (Cm)
X	20.31	0.099	0.130	0.114	5.12	1.12	7HA10=5.50	20
En appuis								
X	7.17	0.035	0.044	0.118	1.80	1.12	4HA8=2.01	20

### a. Calcul de l'espacement des armatures

FPN  $\Rightarrow$  // à  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  ; On opte pour :  $S_t=20cm$

Dans le sens  $L_y$  : mettre des aciers de construction  $\Rightarrow A_y^t = \frac{A_x}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375cm^2$

On opte pour  $A_y^t = 3HA8=1.51cm^2$  avec  $S_t=20cm$

### b. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{11.66 \times 1.35}{2} = 7.87KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.065Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] Mpa = 3.33Mpa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Vérifier.} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

### • Vérification a l'E.L.S

$$M_0^x = 17.14KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 8.36 = -2.51KN.m \\ M_t^x = 0.85 \times 8.36 = 7.11KN.m \end{cases}$$

### a. État limite de compression du béton

Tableau 3.32 : Vérification de l'état de compression du béton

Ms(KN.m)	A(Cm <sup>2</sup> )	d(m)	y(m)	I(Cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Remarque
Travée							
7.11	5.50	0.12	0.038	188453.96	0.62	15	Vérifiée
Appui							
2.51	2.01	0.12	0.028	75725.22	0.36	15	Vérifiée

### b. Vérification de la flèche

Sens xx:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{1.35} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.06$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.50}{100 \times 12} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.010$$

$\Rightarrow$  Les conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## Schéma de ferrailage

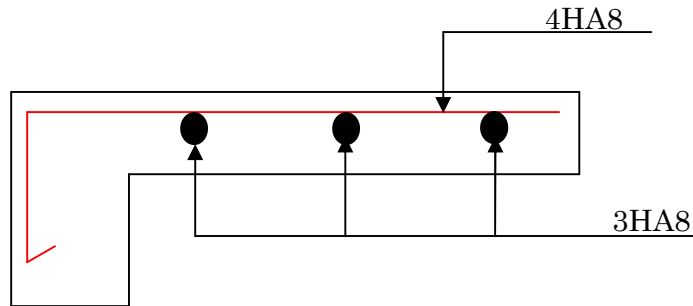


Figure 3.8 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis

## 3.1.2. Étude de l'acrotère

Pour notre cas on a deux types d'acrotères l'un sur le plancher terrasse accessible (pour le bloc B) et l'autre pour le plancher terrasse inaccessible (bloc A et B).

Le calcul sera mené pour l'acrotère de la terrasse accessible (le cas le plus défavorable), au niveau du bloc B.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1.5KN/ml due à la main courante.
- Une force horizontale  $F_P$ .

L'acrotère sera étudié en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, et puisqu'il est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

$$S = (0.1 \times 1.2) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1)$$

$$S = 0.128 m^2$$

## Evaluation des charges

La charge d'exploitation:  $Q=1.5KN$

Poids propre:  $G_1=25 \times 0.128 \times 1=3.2KN$

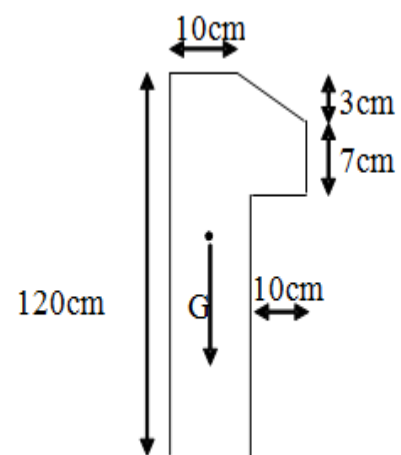


Figure 3.9 : Coupe transversal de l'acrotère

Poids d'enduit de ciment intérieur : (e = 2cm) :  $G_2 = 0.02 \times 20 \times 1.2 \times 1 = 0.48 \text{KN}$

Poids d'enduit de ciment extérieur : (e = 1.5cm) :  $G_3 = 0.015 \times 20 \times 1.2 \times 1 = 0.36 \text{KN}$

$W_P = G_1 + G_2 + G_3 = 4.05 \text{KN}$ . (poids total).

La force sismique :  $F_p = 4 A C_P W_P$  **RPA99 (Article 6.2.3)**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A = 0,15).

$C_P$  : Facteur de force horizontale ( $C_P = 0,8$ ).

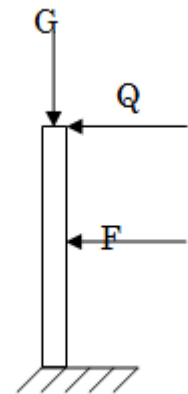
$W_P$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.05 \Rightarrow F_p = 1.94 \text{KN}$ .

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(120 \times 10 \times 5) + (15 \times 7 \times 10) + (13.33 \times 15)}{1285} = 5.64 \text{cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(120 \times 10 \times 60) + (113.5 \times 10 \times 7) + (118 \times 15)}{1285} = 63.59$$



**a. Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

- $N_G = 4.05 \text{KN}$  ;  $M_G = 0 \text{KN.m}$
- $N_Q = 0 \text{KN}$  ;  $M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1.2 = 1.8 \text{KN.m}$
- $N_{FP} = 0 \text{KN}$  ;  $M_F = F_p \times y_g = 1.94 \times 0.6359 = 1.23 \text{KN.m}$

**Les combinaisons d'actions**

**Tableau 3.33 : Combinaison de calcul**

Combinaison de charges	ELU		ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	4.05	5.47	4.05
M(KN.m)	3.03	2.7	1.8

**Calcul de l'excentricité à l'ELU**

$N_U = 5.47 \text{KN}$  ;

$M_U = 2.7 \text{KN.m}$  ;

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.



On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.7}{5.47} = 0.49m; \\ \frac{H}{6} = \frac{1.2}{6} = 0.2m \end{array} \right.$$

$e_0 > \frac{H}{6} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  (BAEL99/artA.4.4) tel que :  $e = e_0 + e_a + e_2$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$h$  : hauteur de l'acrotère=120cm.

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

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ tel que } M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2l_0 = 2 \times 1.2 = 2.4m$ .

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times (2.4)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.10} = 0.0345 m$$

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.49 + 0.02 + 0.0345 = 0.54m$$

**b. Ferrailage de la section**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 5.47 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.95 \text{ KN.m}$$

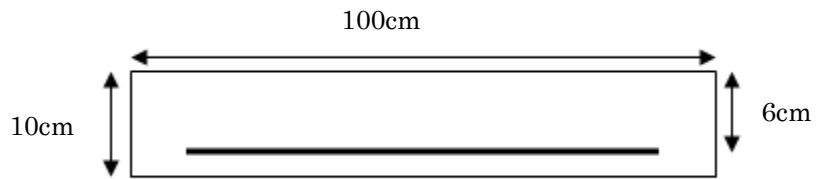


Figure 3.10 : Section de calcul de l'acrotère

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2.95 + 5.45 \times \left( 0.06 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 3.00 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d \times \sigma_{bu}} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.006^2 \times 14.2} = 0.058; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$D'où: \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.075; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.058 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{3 \times 10^{-3}}{348 \times 0.058} \Rightarrow A_t = 1.486 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc, la section à la flexion composée sera : } A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.478 \text{ cm}^2$$

**c. Vérification à l'ELU**

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400} = 0.724 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_s \text{ et on adopte } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2. \quad \text{On ferraille avec } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- Espacement

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

Armatures de répartitions :  $S_t \leq (100/3 = 33.33 \text{ cm})$ ..... On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

- Vérification au cisaillement

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.23 + 1.5 = 2.73 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06} \Rightarrow \tau = 0,045 \text{ KN}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

#### d. Vérification à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 4.05 \text{ KN;}$$

$$M_{\text{ser}} = 1.8 \text{ KN.m;}$$

- Vérification des contraintes

$$by^2/2 + 15Ay \cdot 15Ad = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 2.23 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15 A(d-y) \quad \Rightarrow \quad I = 798.17 \text{ cm}^4.$$

- Calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = \frac{1.8 \times 10^{-3} \times 2.23 \times 10^{-2}}{789.17 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.08 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée (y'a pas de risque de fissuration du beton en compression)}$$

- Vérification des armatures

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 6} = 0.35$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1.8 \times 10^{-3}}{789.17 \times 10^{-8}} (6 - 2.23) 10^{-2} = 128.95 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 128.95 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

## Schéma de ferrailage

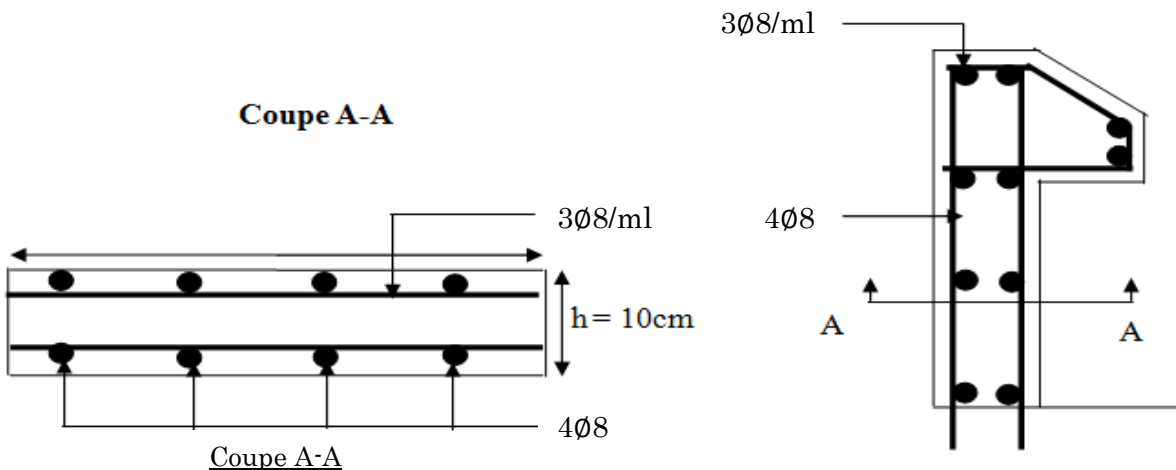


Figure 3.11 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

## 3.1.3. Etude de l'ascenseur

## 1. Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment.

## 2. Caractéristique de notre ascenseur

- $L$  : Longueur de l'ascenseur = 210 cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur = 160 cm.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur = 200 cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145 kN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51 kN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1.6 \text{ m/s}$ .

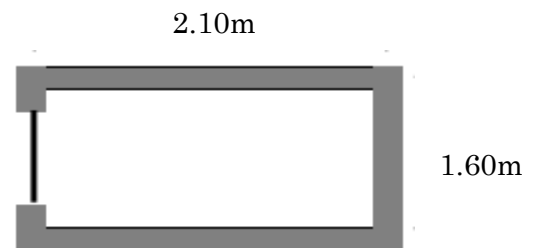


Figure 3.12 : Schéma de la cage d'ascenseur

## 3. Etude de la dalle d'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  $l_x = 1.60 \text{ m}$  et  $l_y = 1.90 \text{ m}$  donc une surface  $S = 1.60 \times 1.90 = 3.04 \text{ m}^2$ .

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{1.6}{20} = 0.08 \text{ m} \text{ Soit } e = 20 \text{ cm.}$$

#### 4. Evaluation des charges et surcharges

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

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.36} = 43.15 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 49.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

#### ➤ Cas d'une charge répartie

##### • Calcul des sollicitations

**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 67.98 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.97 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.769 \text{ KNm}$$

##### • Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.47 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.9 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.99 \text{ KNm}$$

- **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  $d_y = 17\text{cm}$ .

**Tableau 3.34 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément répartie**

	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	$A_{t\text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{t\text{ adopté}}(\text{cm}^2)$	$A_{a\text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{a\text{ adopté}}(\text{cm}^2)$
Sens xx	8.47	2.99	1.36	5HA8=2.51	0.48	4HA8=2.01
Sens yy	4.90	2.99	0.83	5HA8=2.51	0.48	4HA8=2.01

- ♦ **Vérification à l'ELU**

**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  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{array}{l} h_0 = e = 20\text{cm} \\ b = 100\text{cm} \\ \rho = 0.79 \end{array} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.76\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 5HA8 = 2.51\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 5HA8 = 2.51\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 2.51\text{cm}^2 > \frac{A_t^x}{4} = 0.62\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**En appui :**

$$A_a^x = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.76\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_a^y = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

**Calcul des espacements : pour une fissuration PN.**

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

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

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16\text{MPa}$$

$\rho = 0.79 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 40.67 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_x = 40.67 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 13.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.22 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots \text{ Pas besoin d'armatures transversales.}$$

#### ◆ Vérification à l'ELS

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 50.25 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.22 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.73 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.98 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.87 \text{ KNm}$$

Récapitulation des résultats

**Tableau 3.35 : Vérification des contraintes**

Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
3.32	9333.47	2.45	15	vérifié

#### ➤ Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée  $q$  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'impact.

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

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

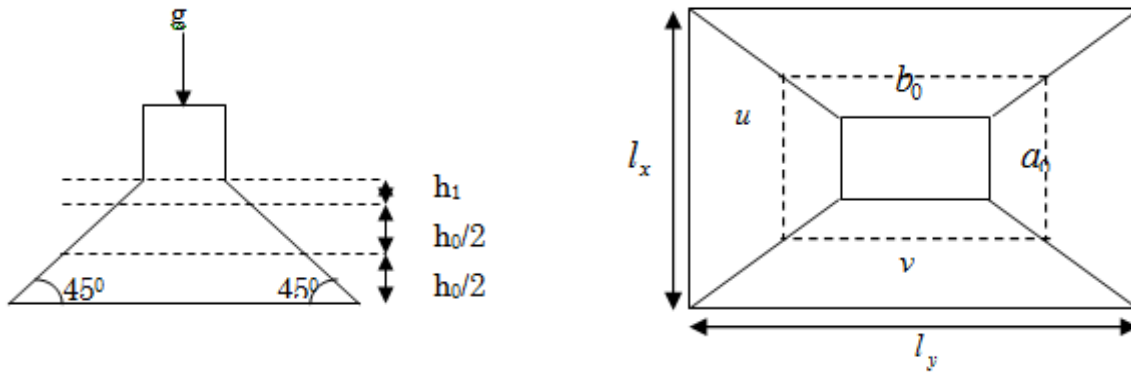


Figure 3.13 : Schéma représentant la surface d'impacte

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

On a une vitesse  $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

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

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

#### • Calcul des sollicitations

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

$$\frac{u}{l_x} = 0.68 ; \frac{v}{l_y} = 0.52 \quad \text{Et } \rho = 0.76$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve  $M_1=0.086$  et  $M_2=0.063$ .. (Voir annexe 2).

#### • Évaluation des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \quad \text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.605KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8.29KNm \\ M_{y1} = 6.15KNm \end{cases}$$



- **Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.42 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.82 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 9.71 \text{ KNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 6.97 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments en E travées: Sens x-x' :  $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 7.28 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 5.22 \text{ KNm}$

Moments en appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 4.85 \text{ KNm}$

- **Ferraillage**

**Tableau 3.36 : Ferraillage de la dalle d'ascenseur sous une charge centrée**

	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a</sub> calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>t</sub> adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>a</sub> adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	7.28	4.85	1.17	0.78	5HA8=2.51	4HA8=2.51
Sens y-y'	5.22	4.85	0.83	0.78	5HA8=2.51	4HA8=2.01

### 1. Vérification à l'ELU

- ◆ Condition de non fragilité

**En travée :**

$$A_t^x = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 2.51 \text{ cm}^2 > \frac{A_t^x}{4} = 0.62 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**En appui :**

$$A_a^x = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_a^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- ◆ Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

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

$h$  : Épaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110)$$

$$U_c = 440 \text{ cm.}$$

$$P_u = 97.605 \text{ KN}; \quad \gamma_b = 1.5$$

$$P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN}$$

$$P_u < 660 \text{ KN}$$

♦ Vérification de l'effort tranchant

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

On a  $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.57 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.174 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots$  C'est vérifié.

♦ Espacement des barres

Sens x-x' :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

Sens y-y' :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

## 2. Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 11.23 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 11.39 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.16 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.81 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Superposition des moments} \begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 11.23 + 1.16 = 12.39 \text{ KNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 11.39 + 0.81 = 12.2 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis

$$M_{tx} = 0,75 \times 12,39 = 9,29 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times 12,2 = 9,15 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x = 6,12 \text{KN.m}$$

♦ Vérification des contraintes

Sens x-x' :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$Y = 3,32 \text{cm}$$

$$I = 9,33 \times 10^{-5} \text{m}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,30 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y' :

$$Y = 3,22 \text{cm}$$

$$I = 8,26 \times 10^{-5} \text{m}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,56 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

La FPN  $\Rightarrow$  pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

**3. Vérification de la flèche**

$$h / l_x = 0,12 \geq 1/16 = 0,06 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$h / l_x = 0,1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_{0,x}} = \frac{6,95}{10 \times 8,175} = 0,074 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$A_s / b.d = 0,0013 \leq 4,2 / f_c = 0,01 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

**4. Schéma de ferrailage**

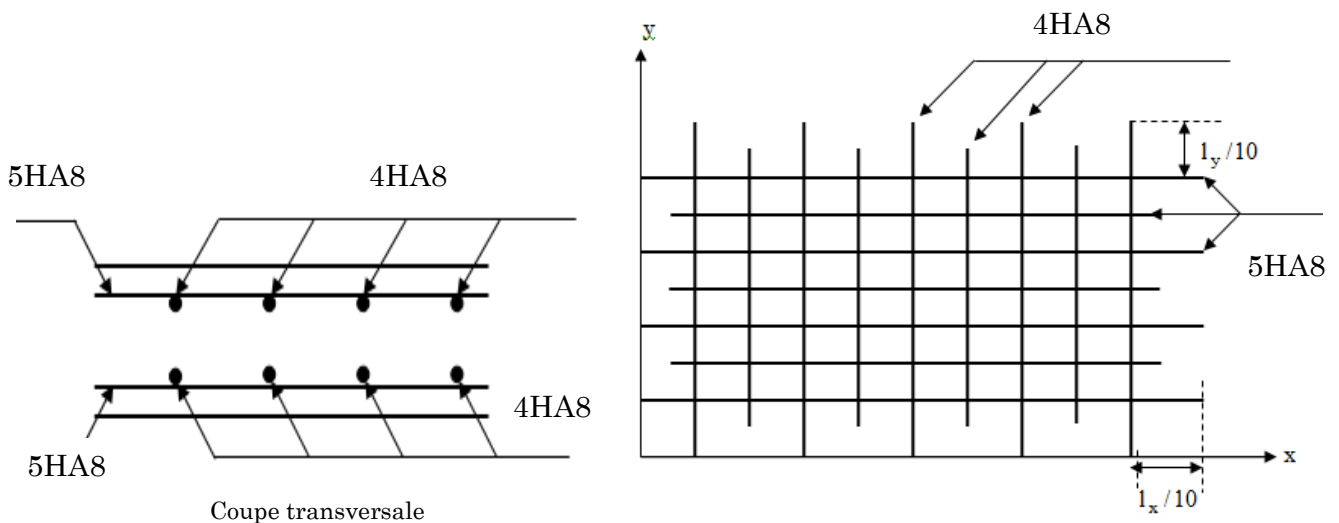


Figure 3.14 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

### 3.1.4. Etude des escaliers

#### 3.1.4.1. Etude de l'escalier type 1 (à trois volées)

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Ce type d'escalier est composé de

Palier d'épaisseur : 14cm.

Volée d'épaisseur : 14cm.

Avec :

$G_v$  : poids propre de la volée.

$G_p$  : poids propre de palier.

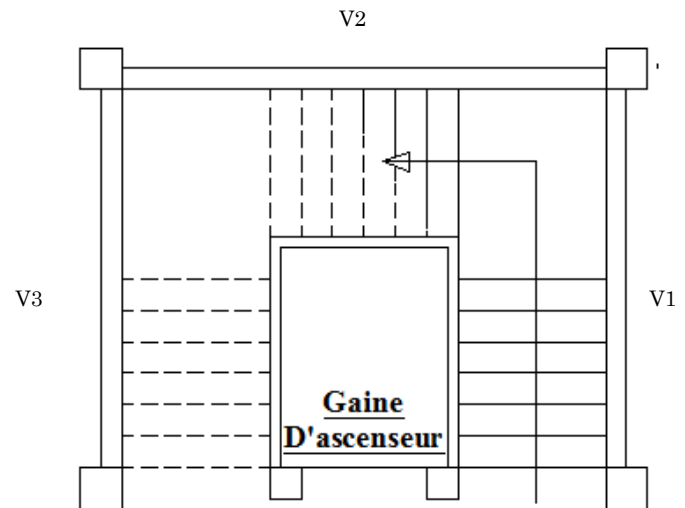


Figure 3.15 : Vue en plan de l'escalier à trois volées

#### 1. Volée 1

On a :  $G_v=7.67 \text{ KN/m}^2$ ;  $G_p=4.86 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

##### a) Combinaison de charges

ELU :  $q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.10 \text{ KN/m}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.31 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_v = G_v + Q = 10.17 \text{ KN/m}$

$q_p = G_p + Q = 7.36 \text{ KN/m}$

##### ➤ Les sollicitations

- L'ELU :

b) Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 24.19 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.88 \text{ KN}$$

$$M_0 = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 15.56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -10.37 \text{ KN.m}$$

$$V_{Elu} = 24.19 \text{ KN}$$

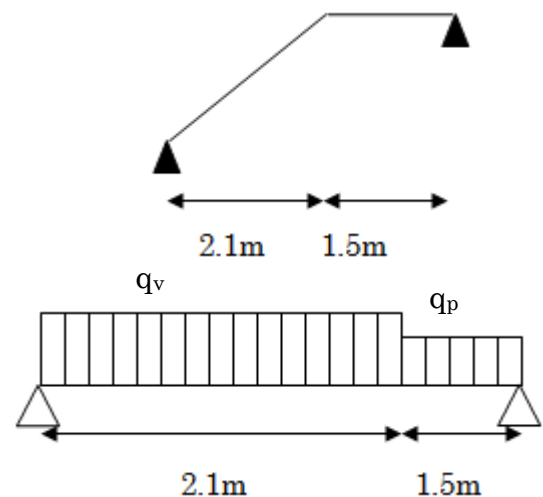


Figure 3.16 : Schéma statique de la volée 1

• L'ELS :

$$\begin{aligned} \text{Après calcul on trouve : } & R_A = 17.35 \text{ KN} \\ & R_B = 14.97 \text{ KN} \end{aligned} \Rightarrow \begin{aligned} M_0 &= 14.81 \text{ KN.m} \\ M_t^{\max} &= 0,75 M_0 = 11.10 \text{ KN.m} \\ M_a &= -0,5 M_0 = -7.4 \text{ KN.m} \\ V_{ser} &= 17.35 \text{ KN} \end{aligned}$$

1. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$\begin{aligned} \text{En travée: } M_t &= 15.56 \text{ KN.m} \\ \text{.En appuis: } M_a &= 10.37 \text{ KN.m} \end{aligned} \quad \text{et} \quad \begin{cases} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 12 \text{ cm.} \\ h = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.37 : Résumé des résultats de ferrailage

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	15.56	0.076	0.098	11.50	3.88	4T12=4.52
En appuis	10.37	0.05	0.064	11.60	2.57	4T10=3.14

2. Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,12.2,1/400 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

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

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{24.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 art(A.5.2.2)}$$

$\tau_u = 0,201\text{MPa} < 1,16\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

### Calcul des armatures de répartition

En travée :  $A_t \geq \frac{A_s}{4}$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/m$$

$$A_t \geq 1.13\text{cm}^2/m$$

On choisit : 3HA8 = 1,51 cm<sup>2</sup>/m

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_a}{4}$

$$\frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2/m$$

$$A_a \geq 0.78\text{cm}^2/m$$

On choisit : 3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup>/m

### Espacement des barres

Armatures principales :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33)\text{cm} = 33\text{cm}$  ..... On adopte  $S_t = 25\text{cm}$ .

Armatures de répartitions :  $S_t \leq \min(3 \times h; 33)\text{cm} = 33\text{cm}$  ..... On adopte  $S_t = 33\text{cm}$ .

### 3. Vérifications à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

#### Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau 3.38 : Vérification de l'état limite de compression du béton

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	11.10	3.41	6324.56	5.98	15	vérifiée
En appui	7.40	2.92	4713.128	4.58	15	vérifiée

#### Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = 0.039 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

La 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifié on procède à la vérification de la flèche.

Tableau 3.39 : Vérification de la flèche pour la volée 1

Évaluation des charges						
$q_{jser}$ (KN/ml)		$q_{gser}$ (KN/ml)			$q_{pser}$ (KN/ml)	
5.00		6.50			9.00	
Évaluation des moments en travées						
$M_{jser}$ (KN.ml)		$M_{gser}$ (KN.ml)			$M_{pser}$ (KN.ml)	
6.07		7.89			10.93	
Propriétés de la section						
Y(cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$E_i$ (MPa)	$E_v$ (MPa)
3.41	24561.67	0.0037	5.58	2.23	32164.2	10721.4
Contraintes						
$\sigma_{sj}$ (MPa)		$\sigma_{sg}$ (MPa)			$\sigma_{sp}$ (MPa)	
123.66		160.74			222.68	
Inertie fictives						
$U_j$	$U_g$	$U_p$	$I_{fij}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fig}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fip}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fvj}$ (cm <sup>4</sup> )
0.071	0.018	0.325	19351.256	13257.685	9602.92	19100.92
Évaluation des flèches						
$f_{ij}$ (cm)		$f_{ig}$ (cm)		$f_{ip}$ (cm)		$f_{vj}$ (cm)
0.126		0.018		0.025		0.038
$\Delta f_t = 0.32 \text{ mm} < f_{adm} = 7.20 \text{ mm}$						

Schéma de ferrailage

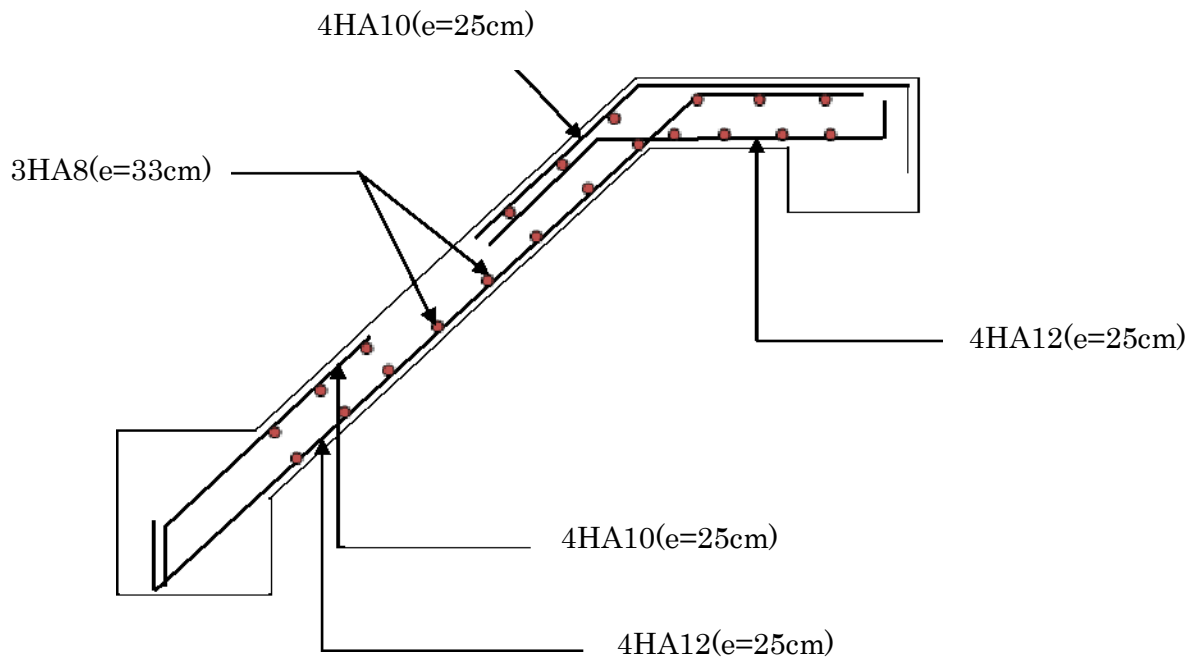


Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la volée 1

2. Etude de la volée intermédiaire V2 (console)

Évaluation des charges et surcharge :

$Q=2.5\text{KN/m}^2$  ;  $q_v= 7.67\text{KN/m}^2$  (charge sur la volée)

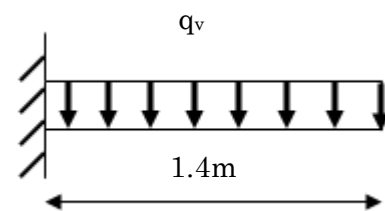


Figure 3.18 : Schéma statique pour la volée 1

a) Combinaison de charges

À L'ELU :  $q_u = 1.35 \times 7.67 + 1.5 \times 2.5 = 14.10 \text{ KN/m}$

À L'ELS :  $q_s = 7.67 + 2.5 = 10.17 \text{ KN/m}$

b) Les sollicitations

Après calcul on trouve :

Tableau 3.40 : Résumé des sollicitations

ELU	ELS
$M^{\max} = 13.81 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 19.74 \text{ KN}$	$M^{\max} = 9.96 \text{ KN.m}$ $V^{\max} = 14.24 \text{ KN}$

c) Ferrailage

Tableau 3.41 : Sections de ferrailage

position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
travée	13.81	0.067	0.086	0.115	3.45	4HA12=4.52	1.44	St=25

d) Les armatures transversales

$A_t = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$ . On choisit des 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup> avec St= 25cm.

e) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{19.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.16 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$  C'est vérifié.

➤ Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes

Tableau 3.42 : Vérification des contraintes

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	9.96	3.41	6324.56	5.37	15	vérifiée

b) Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16}$  .....Vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$  .....Vérifiée.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.



Schéma de ferrailage de la volée V2

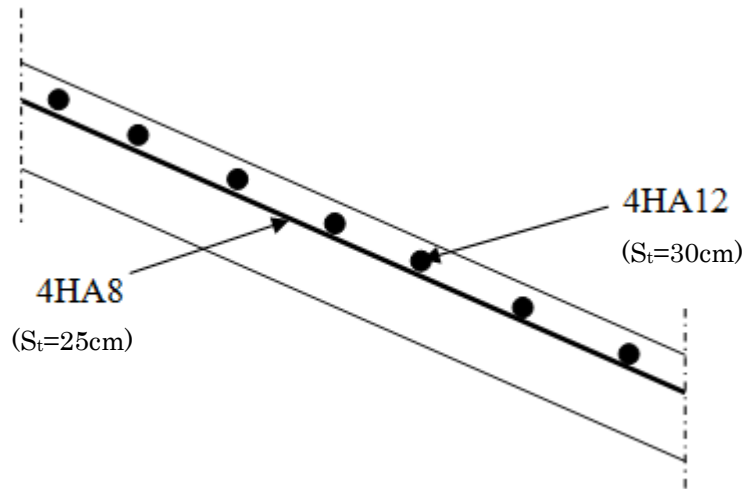


Figure 3.19 : Schéma de ferrailage de la volée 2

3. Etude de la volée V3

a) Combinaison de charges

$G_V = 7.67 \text{KN/m}^2$

$G_P = 4.86 \text{KN/m}^2$

Pour la volée

$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

Pour le palier

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.31 \text{KN/m}$

ELS :  $q_s = G + Q = 7.36 \text{KN/m}$

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.10 \text{KN/m}$

ELS :  $q_s = G + Q = 10.17 \text{KN/m}$

b) Les sollicitations

ELU	ELS
$R_B = 16.47 \text{KN}$	$R_B = 11.67 \text{KN}$
$R_A = 19.16 \text{KN}$	$R_A = 13.80 \text{KN}$
$M_0 = 13.01 \text{KN.m}$	$M_0 = 9.36 \text{KN.m}$
$M_t = 9.76 \text{KN.m}$	$M_t = 7.02 \text{KN.m}$
$M_a = -6.50 \text{KN.m}$	$M_a = -4.68 \text{KN.m}$
$V_{\max} = 19.16 \text{KN}$	$V_{\max} = 13.80 \text{KN}$

c) Ferrailage

Tableau 3.43 : Sections de ferrailage de la volée

position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
travée	9.76	0.047	0.061	11.70	2.39	4HA10=3.14	1.45	St=25
appuis	6.50	0.032	0.040	11.80	1.58	4HA8= 2.01	1.45	St=25

**d) Vérification**

- A l'ELU

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,12.2,1/400 = 1,45\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

Armature de répartition:

$$\left. \begin{aligned} A_r^t &= \frac{A_{\text{opt}}}{4} = 0,78\text{cm}^2 \\ A_r^a &= \frac{A_{\text{opt}}}{4} = 0,5\text{cm}^2 \end{aligned} \right\} A_r=3\text{HA}8 = 1,51\text{cm}^2 \text{ on prend } S_t=33\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,159\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{MPa} \quad \text{BAEL 99 art(A.5.2.2)}$$

$\tau_u = 0,159\text{MPa} < 1,16\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- A l'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

**Tableau 3.44 : Vérification de l'état limite de compression du béton**

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	7.02	2.92	4713.13	4.35	15	vérifiée
En appui	4.68	2.40	3239.42	3.46	15	vérifiée

Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{l} &= 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,06 \dots\dots\dots\text{non vérifié} \\ \frac{A}{b \times d} &= 0,0026 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots\dots\dots\text{vérifié.} \end{aligned} \right.$$

La 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée on procède à la vérification de la flèche.

Tableau 3.45 : Vérification de la flèche pour la volée 3

Évaluation des charges						
$q_{jser}$ (KN/ml)		$q_{gser}$ (KN/ml)			$q_{pser}$ (KN/ml)	
4.83		6.31			8.81	
Évaluation des moments en travées						
$M_{jser}$ (KN.ml)		$M_{gser}$ (KN.ml)			$M_{pser}$ (KN.ml)	
2.23		2.89			4.01	
Propriétés de la section						
Y(cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$E_i$ (MPa)	$E_v$ (MPa)
2.92	4713.12	0.0026	8.025	3.21	32164.2	10721.4
Contraintes						
$\sigma_{sj}$ (MPa)		$\sigma_{sg}$ (MPa)			$\sigma_{sp}$ (MPa)	
64.54		83.65			115.97	
Inertie fictives						
$U_j$	$U_g$	$U_p$	$I_{fij}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fig}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fip}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fvg}$ (cm <sup>4</sup> )
0.00	0.00	0.00	180962	180962	180962	180962
Évaluation des flèches						
$f_{ij}$ (cm)		$f_{ig}$ (cm)		$f_{ip}$ (cm)		$f_{vg}$ (cm)
0.003		0.004		0.005		0.012
$\Delta f_t = 0.01 \text{ mm} < f_{adm} = 0.58 \text{ mm}$						

Schéma de ferrailage

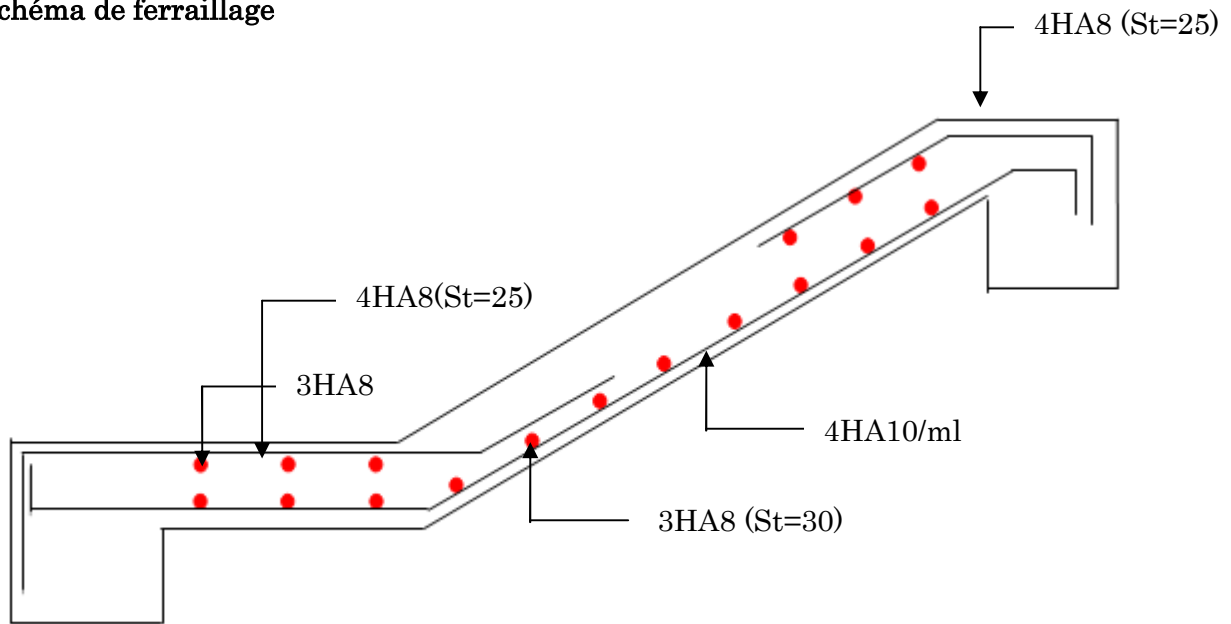


Figure 3.20 : Schéma de ferrailage de la volée 3

3.1.4.2. Etude de l'escalier type2 à deux volées droites (du 4ème jusqu'à 8ème étage)

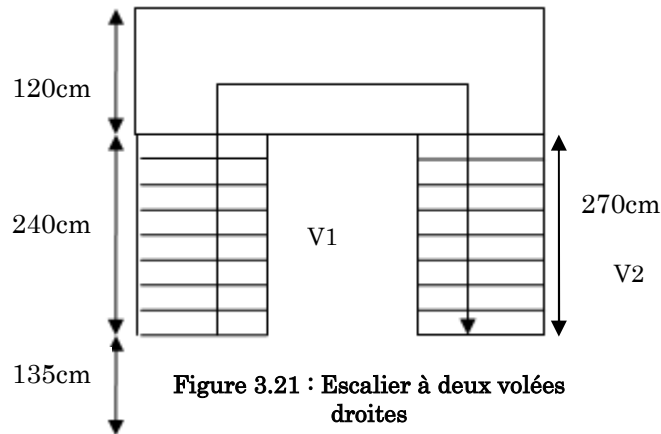


Figure 3.21 : Escalier à deux volées droites

➤ Volée 1

On a:  $G_v=7.67 \text{ KN/m}^2$ ;  $G_p=4.86 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ ;  $P_{mur}=5.23 \text{ KN/m}^2$

a) Combinaison de charges

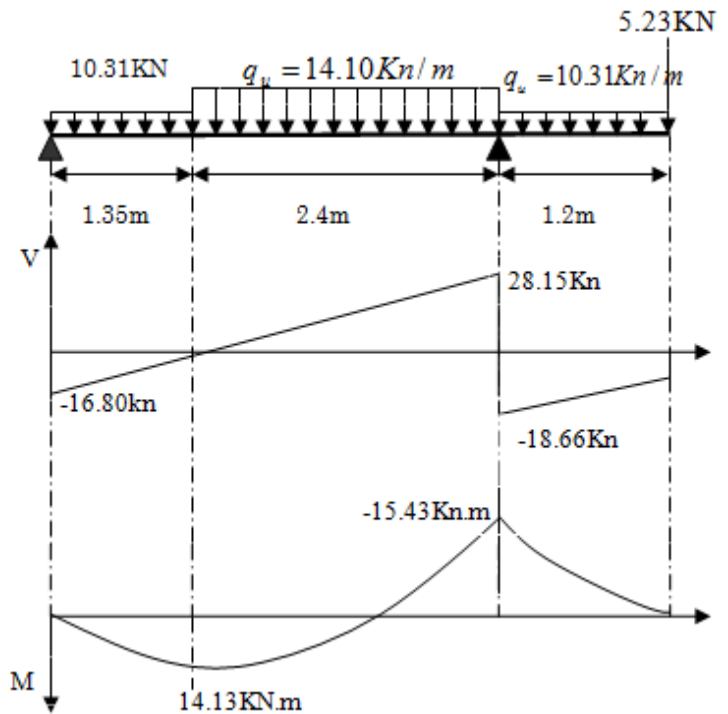
ELU  $q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.10 \text{ KN/m}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.31 \text{ KN/m}$

$P_{mur}=1.35 \cdot 5.23=7.06 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_v = G_v + Q = 10.17 \text{ KN/m}$

$q_p = G_p + Q = 7.36 \text{ KN/m}$



b) Les sollicitations

D'après la méthode de RDM on trouve :

Tableau 3.46 : Récapitulation sollicitations

ELU	ELS
$R_A=16.80 \text{ KN}$	$R_A=11.98 \text{ KN}$
$R_B=46.81 \text{ KN}$	$R_B=33.79 \text{ KN}$
$M_{max}=14.13 \text{ KN.m}$	$M_{max}=10.39 \text{ KN.m}$
$M_t=10.59 \text{ KN.m}$	$M_t=7.79 \text{ KN.m}$
$M_a=-15.43 \text{ KN.m}$	
$V_{max}=46.81 \text{ KN}$	

c) Ferrailage

Tableau 3.47 : Sections de ferrailage

Position	(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	10.59	0.051	0.065	0.116	2.60	4HA10=3.14	1.45	St=25
Appuis	15.43	0.075	0.097	0.115	3.80	4HA12= 4.52	1.45	St=25

**Les armatures transversales**

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.78 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des 3HA8} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des 3HA8} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{46.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.39 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS****Vérification des contraintes****Tableau 3.48 : Vérification des contraintes**

Sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	observation
En travée	7.79	2.92	4713.128	6.43	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = 0.028 \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$$

La 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée on procède à la vérification de la flèche.

**Tableau 3.49 : Vérification de la flèche**

Évaluation des charges						
q <sub>jser</sub> (KN/ml)		q <sub>gser</sub> (KN/ml)		q <sub>pser</sub> (KN/ml)		
4.75		5.6		8.72		
Évaluation des moments en travées						
M <sub>jser</sub> (KN.ml)		M <sub>gser</sub> (KN.ml)		M <sub>pser</sub> (KN.ml)		
10.91		12.86		20.03		
Propriétés de la section						
Y(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
2.92	2109.8	0.0026	8.07	5.38	32164.2	10721.4
Contraintes						
$\sigma_{sj}$ (MPa)		$\sigma_{sg}$ (MPa)		$\sigma_{sp}$ (MPa)		
488.01		643.4		925.6		
Inertie fictives						
U <sub>j</sub>	U <sub>g</sub>	U <sub>p</sub>	I <sub>fij</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fig</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fiip</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fvig</sub> (cm <sup>4</sup> )
0.66	0.73	0.80	4179.33	3869.61	3602.64	7224.225
Évaluation des flèches						
f <sub>ij</sub> (cm)		f <sub>ig</sub> (cm)		f <sub>ip</sub> (cm)		f <sub>vg</sub> (cm)
0.16		0.25		0.39		0.41
$\Delta f_t = 3.9 \text{ mm} < f_{adm} = 9.9 \text{ mm}$						

**Schéma de ferrailage**

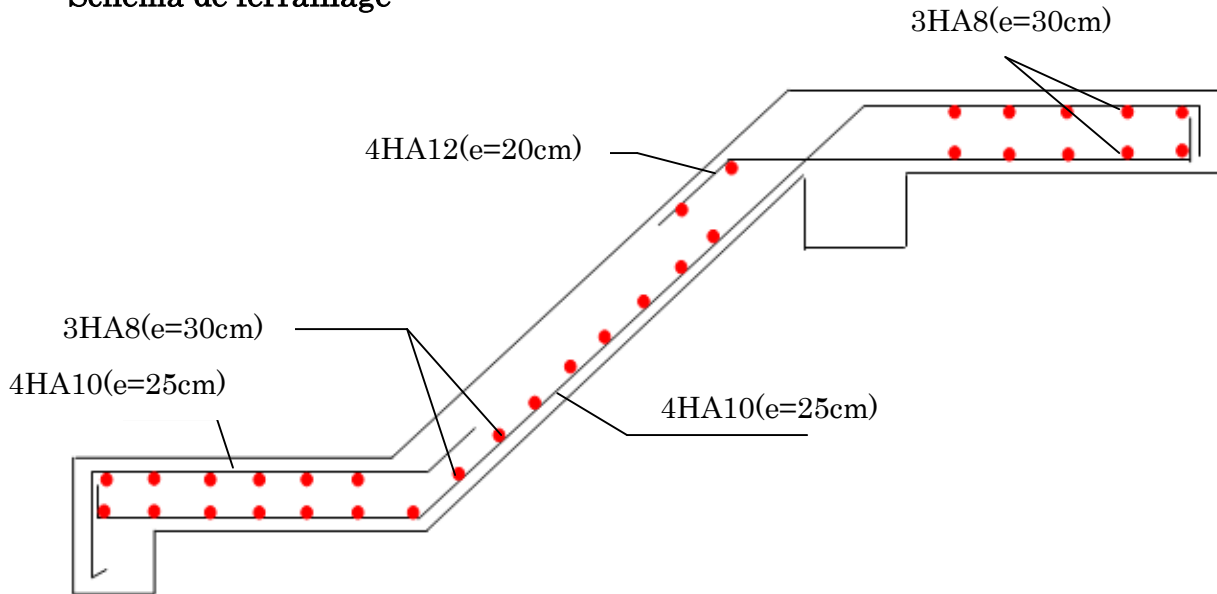


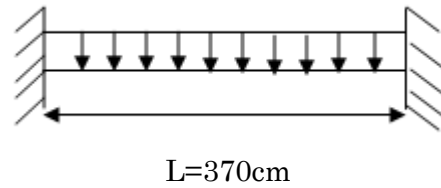
Figure 3.22 : Schéma de ferrailage des paliers et volée

**3.1.4.3. Etude de la poutre palière**

**a) Dimensionnement**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 24.66\text{cm} < h < 37\text{cm}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm} \\ h \geq 30\text{ cm} \\ h / b \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003(Art: 7.5.1)}$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

**b) Les charges sur la poutre**

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/m}$$

## c) Les sollicitations sur la poutre palière

Tableau 3.50 : Récapitulation de l'ensemble des sollicitations

ELU	ELS
$R_B = 46.82 \text{KN/m}$	$R_B = 33.79 \text{KN}$
$P_u = 1.35g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 49.85 \text{KN/m}$	$P_s = 36.04 \text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 28.43 \text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 20.55 \text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -56.87 \text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -41.11 \text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 92.22 \text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 66.67 \text{KN}$

## d) Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau 3.51 : Sections d'armatures à la flexion simple

	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	28.43	0.085	0.111	0.267	3.06	4.5
En appuis	56.87	0.170	0.234	0.253	6.46	4.5

## Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{cm}^2 \quad (\text{Art 7.5.2.1})$$

$$\text{Or } A = 6.46 + 3.06 = 9.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A > A_{min} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

## e) Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2.$$

On opte pour :  $S_t = 15 \text{cm}$  en travée et en appui

## f) Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est engendré par les charges ramenées par le palier et la volé .Il égale au moment d'appui.

$$M_{max}^{torsion} = 8.34 \text{KN.m/m} \Rightarrow M_{max}^t = 8.34 \times \frac{L}{2} = 15.43 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL (Art A.5.4.22)**

U : périmètre de la section.

$\Omega$  : Air du contour tracer a mi hauteur.

e : épaisseur de la paroi.

$A_l$  : section d'acier.

$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 5\text{cm}$$

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

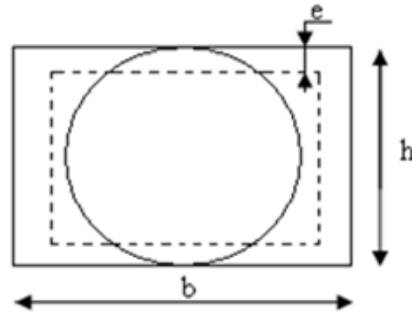


Figure 3.23 : Section creuse équivalente

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

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.54\text{cm}^2$$

**g) Section d'armatures longitudinales finales**

**En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.06 + \frac{3.54}{2} \Rightarrow A^t = 4.83 \text{ cm}^2 > 4.5\text{cm}^2$$

On ferraille avec  $A^t = 4.83\text{cm}^2$ , Soit :  $A^t = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2$

**En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 6.46 + \frac{3.54}{2} \Rightarrow A^a = 8.23\text{cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^a$ , Soit :  $A^a = 6\text{HA}14 = 9.24\text{cm}^2$

**h) Espacement des barres**

$$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm})$$

CBA 93 (Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

Soit  $St = 15\text{cm}$

**i) Calcul des armatures transversales**

$$A_T^{\text{TOTAL}} = A_t^{Fs} + A_t^T$$

**Tableau 3.52 : Armatures transversales en flexion simple et torsion**

Flexion simple	Torsion
$A_{\min} \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_{\min} \geq 0,45\text{cm}^2$	$A_{\min} \geq 0.4 \times e \times St / f_e \Rightarrow A_{\min} \geq 0,075\text{cm}^2$
$At \geq b (\tau - 0,3 f_{t28}) St / 0,8f_e \Rightarrow At \geq 0.64$	$At = M_T \times St / (2 \Omega \times f_{st}) = 0,53 \text{ cm}^2$

$$\text{D'où } A_t = 0.64 + 0.53 = 1.17\text{cm}^2$$

On opte pour un cadres Ø8 et un étrier Ø8 avec  $A_t = 1.51\text{cm}^2$ .



**j) Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

On a  $V_{max} = 92.22 \text{KN}$ ;  $\tau_{flexion} = 1.09 \text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.43 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05}$$

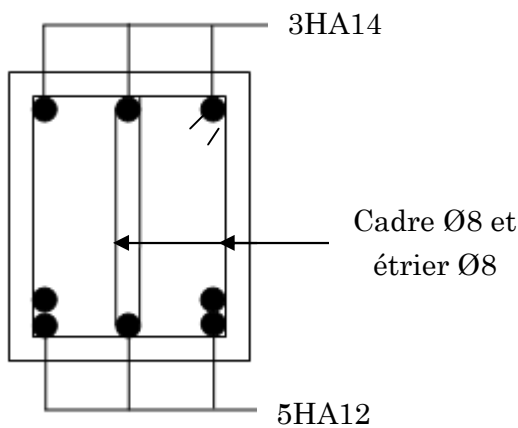
D'où  $\tau_u = 2.46 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$  Condition vérifiée.

**Évaluation de la flèche**

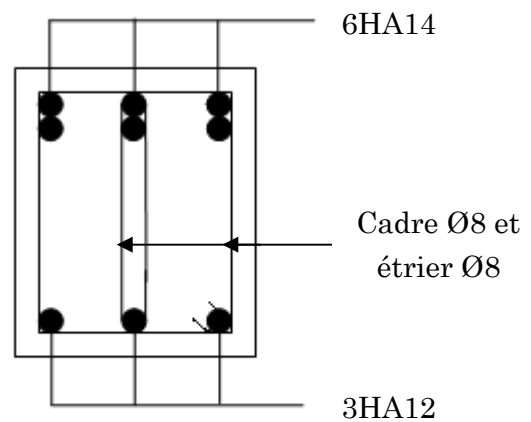
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.12 > 0.0625; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{B \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{30 \times 38} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.010; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schémas de ferrailage**



**Travée**



**Appui**

### 3.1.4.4. Etude de l'escalier type 3 (balancé)

#### a) Combinaison de charges

$$G_v = 7.67 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### Pour la volée

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.10 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.17 \text{ KN/m}$$

#### Pour la volée 1

#### b) Les sollicitations

#### A L'ELU :

$$M_0 = 12.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75M_0 = 9.35 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -6.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{Elu} = 18.75 \text{ KN}$$

#### A L'ELS:

$$M_0 = 9 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75M_0 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -4.5 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.52 \text{ KN}$$

#### Calcul du ferrailage

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 3.53 : Sections de ferrailage

Position	(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	9.35	0.0457	0.058	11.70	2.29	4HA10=3.14	1.45	St=20
Appuis	6.23	0.0305	0.040	11.80	1.51	4HA8= 2.01	1.45	St=20

#### Vérification:

- A L'ELU

#### Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.12.2.1/400 = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

#### Armature de répartition:

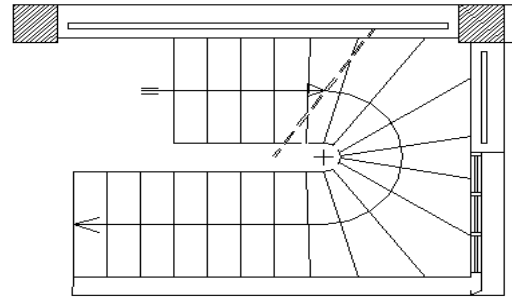
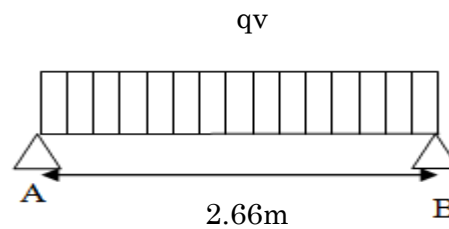


Figure 3.24 : Vue en plan de l'escalier balancé au niveau RDC



$$A_r^t = \frac{A_{opt}}{4} = 1.69\text{cm}^2$$

$$A_r^a = \frac{A_{opt}}{4} = 0.36\text{cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ on prend } St=25\text{cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{24.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,205\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{MPa} \quad \text{BAEL 99 art(A.5.2.2)}$$

$\tau_u = 0,205\text{MPa} < 1,16\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- A l'ELS

**Vérification de l'état limite de compression du béton**

**Tableau 3.54 : Vérification de l'état limite de compression du béton**

Sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	16.18	3.11	4869.9	7.01	15	Vérifiée
En appui	10.79	2.40	3239.42	7.99	15	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots\text{non vérifié}$$

**Tableau 3.55 : Vérification de la flèche**

<b>Évaluation des charges</b>						
q jser(KN/ml)		q gser (KN/ml)		q pser (KN/ml)		
6.07		7.67		10.17		
<b>Évaluation des moments en travées</b>						
M <sub>jser</sub> (KN.ml)		M <sub>gser</sub> (KN.ml)		M <sub>pser</sub> (KN.ml)		
7.9		9.98		13.23		
<b>Propriétés de la section</b>						
Y(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
3.11	16587.9	0.0056	3.71	1.48	32164.2	10721.4
<b>Contraintes</b>						
$\sigma_{sj}$ (MPa)		$\sigma_{sg}$ (MPa)		$\sigma_{sp}$ (MPa)		
109.18		137.96		182.93		

Inertie fictives						
U <sub>j</sub>	U <sub>g</sub>	U <sub>p</sub>	I <sub>f<sub>ij</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>ig</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>ip</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>f<sub>vg</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )
0.19	0.29	0.41	105619	86900	72245	126722
Évaluation des flèches						
f <sub>ij</sub> (cm)	f <sub>ig</sub> (cm)	f <sub>ip</sub> (cm)	f <sub>vg</sub> (cm)			
0.28	0.48	0.62	0.81			
$\Delta f_t = 6.7 \text{ mm} < f_{adm} = 7 \text{ mm}$						

**Schéma de ferrailage de la volée V1**

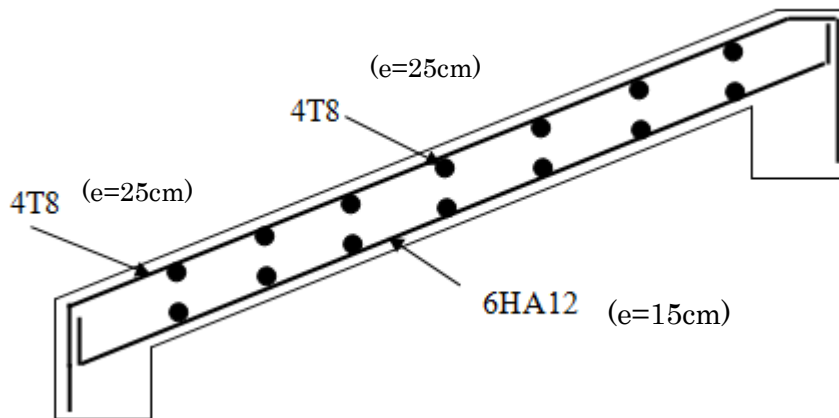


Figure 3.25 : Schéma de ferrailage de la volée V1

**Etude de la volée intermédiaire V3 (console)**

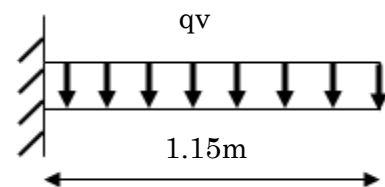
Q=2.5KN/m<sup>2</sup>

q<sub>v</sub>= 7.67KN/m<sup>2</sup>(charge de la volée)

**Combinaison de charges**

À L'ELU      q<sub>u</sub>=1.35×7.67+1.5×2.5=14.10KN/m

À L'ELS      q<sub>s</sub>=7.67+2.5=10.17KN/m



**Les sollicitations**

Après calcul on trouve :

ELU	ELS
M <sup>max</sup> =9.32 KN.m	M <sup>max</sup> =6.72 KN.m
V <sup>max</sup> =16.21 KN	V <sup>max</sup> =11.69 KN

**Ferrailage**

Tableau 3.56 : Sections de ferrailage

Position	(KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	9.32	0.065	0.084	0.096	2.76	4HA10=3.14	1.44	St=25

### Les armatures transversales

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.78 \text{ cm}^2. \text{ On choisit des 3HA8} = 1.57 \text{ cm}^2$$

### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.135 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

### Vérification des contraintes

Tableau 3.57 : Vérification des contraintes

Sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	6.72	2.92	4713.128	4.16	15	Vérifiée

### Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} = 0.12 \geq \frac{1}{16}$  vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0031 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$  vérifiée.

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

### Schéma de ferrailage de la volée V3

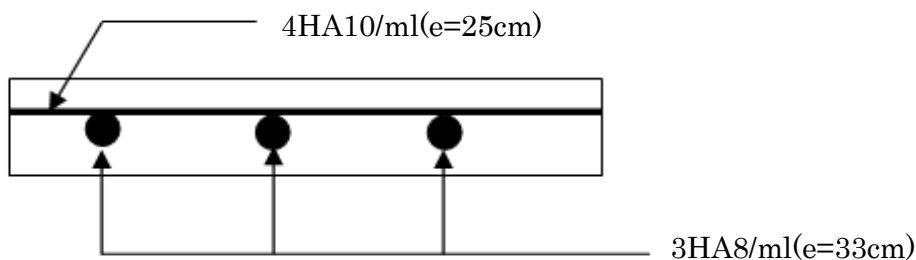


Figure 3.26 : Schéma de ferrailage de la volée 3

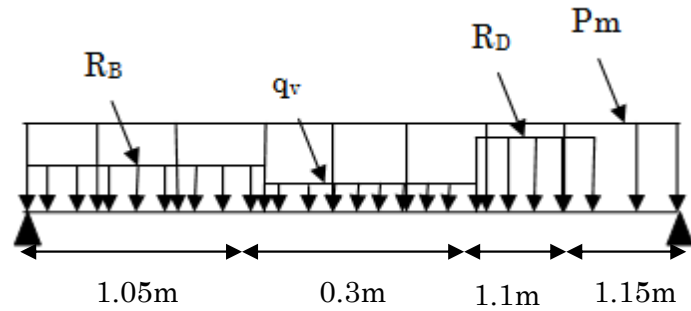
**3.1.4.5. Poutre inclinée**

$R_B=31.73\text{KN}$  (réaction de la volée 1)

$Q_v =21.30\text{KN}$  (charge volée interne)

$R_D=31.73\text{KN}$  (réaction de la volée 3)

$P_{mur}=7.40\text{KN}$



On applique la méthode de RDM on trouve :

$R_A=53.03\text{KN}$                        $V_{MAX}=53.03\text{KN}$

$R_C=34.74\text{KN}$                        $M_t =15.72\text{KN.m}$

$M_{max} =20.97\text{KN.m}$                $M_a =-10.48\text{KN.m}$

**a) Calcul des armatures longitudinales :** Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m}$$

**Tableau 3.58 : Section de ferrailage de la poutre inclinée**

Position	M(KNm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	15.72	0.050	0.065	0.263	1.71	3HA10=2.36	0.97	St=25
Appui	10.48	0.033	0.043	0.265	1.13	3HA10=2.36	0.97	St=25

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{53.03 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0,6\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{MPa} \quad \text{BAEL 99 art(A.5.2.2)}$$

$$\tau_u = 0,6\text{MPa} < 1,16\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée (pas de risques de cisaillement)}$$

**c) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57\text{mm}$$

$$\text{Soit (cadre+étrier) HA8} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

**d) L'espacement**

$$1) \text{St} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow \text{St} \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.6 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{CBA (Art A.5.1.2.3)}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

.On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Schéma de ferrailage de la poutre inclinée :**

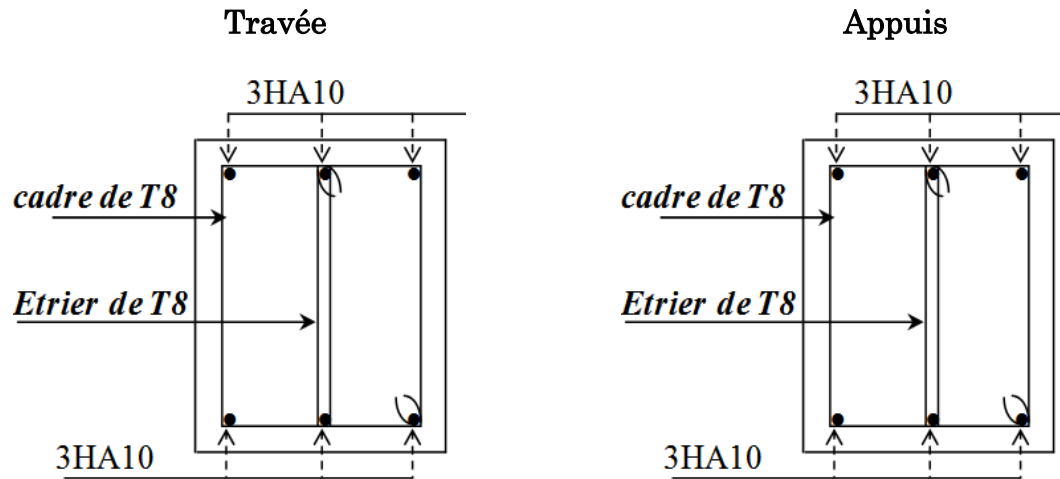


Figure 3.27 : Schéma de ferrailage de la poutre inclinée

### 3.1.5. Poutre de chaînage

On prendra le cas le plus défavorable au niveau du bloc R+2.

#### Dimensionnement

$$L_{\max} = 3.75 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm}$$

$$h \geq 15 \text{ cm}; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm} \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}).$$

On adopte :  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

#### Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.86 \times (4.14 - 0.3) \Rightarrow P_m = 10.98 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 10.98) \Rightarrow P_u = 17.86 \text{ KN/ml;}$$

$$P_s = 2.25 + 7.893 = 13.23 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 31.39 \text{ KN m ;}$$

$$M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 23.54 \text{ KN.m ;}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -15.69 \text{ KN.m}$$

### Le ferrailage

#### a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

Tableau 3.59 : Sections de ferrailage de la poutre de chaînage

	M(KN)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A calculé	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ adopté
En travée	23.54	0.075	0.097	25.95	2.60	1.3	3HA12=3.39
En appui	15.69	0.05	0.064	26.31	1.71	1.3	3HA10=2.36

### Vérifications à l'ELU

#### a) Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 33.48 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.13}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

#### b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit (cadre+étrier) HA8} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

#### c) L'espacement

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.41 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{CBA (Art A.5.1.2.3)}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

.On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$



**Vérification à l'ELS**

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$M_S = 23.25 \text{KNm}; \quad M_t^s = 0.75 \times M_S = 17.44 \text{KNm}; \quad M_a^s = 0.5 \times M_S = 11.63 \text{KNm}$$

Calcul y:  $A = 3.39 \text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021 \text{cm}$

Calcul I:  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72 \text{cm}^4$

En travée:  $(\sigma_{bc} = 5.95 \text{MPa}) < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$  Vérifiée

En appuis:  $(\sigma_{bc} = 3.97 \text{MPa}) < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$  Vérifiée

b) Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.075;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \quad \Rightarrow \text{Pas de vérification à la flèche.}$$

- Schéma de ferrailage

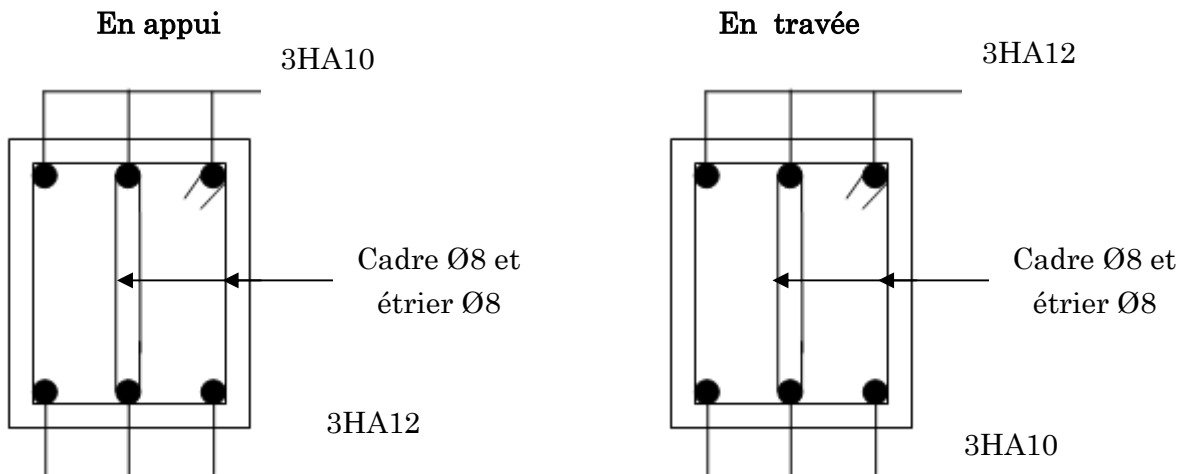


Figure 3.28 : Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage

# Chapitre 4 Modélisation 3D et étude Sismique

## 4.1. Modélisation

Pour rappel l'ouvrage étudié est un hôtel composé de deux blocs (A et B) adjacents en béton armé, séparés par un joint sismique dont la largeur est justifiée dans ce présent chapitre.

La modélisation numérique des deux blocs est faite séparément en élément finis à l'aide du logiciel sap2000V14, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse spectrale...etc.).

Des éléments linéaires de type « frame » disponible dans la bibliothèque du logiciel sont utilisés pour la modélisation des poteaux et poutres (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Les voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques) et planchers sont modélisés à l'aide d'éléments finis surfaciques de type « Shell ».

La rigidité en plan des planchers (diaphragmes horizontaux rigides) est prise en compte par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragme » disponible dans le logiciel. Cette application permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sur les planchers sous forme de charges surfaciques et distribuées en totalité sur les poutres principales (Area load-Uniforme to fram(Shell) \_ Distribution : One-way). Toutefois, les poutres secondaires sont chargées linéairement avec des forces équivalentes à une largeur de plancher de 65cm pour les poutres secondaires intermédiaires et de 32.5cm pour les poutres secondaires de rives.

Les masses dynamiques des deux blocs sont évaluées en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes RPA (99/2003) (relation 4.5 du RPA).

$$m = m_G + \beta m_Q$$

Avec :

$m_G$  : masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris).

$m_Q$  : masse dû aux charges d'exploitations.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et du la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5). Avec :  $\beta = 0.4$  pour salle de réunion et restaurant.

$\beta = 0.2$  pour les chambres.

## 4.2. Méthodes de calcul des forces sismiques

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul.

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

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode modale spectrale dont les conditions d'application sont satisfaites pour les deux blocs et son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel sap2000.

Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : La constant gravitationnelle.

A : Coefficient d'accélération de la zone (**tableau 4.1 du RPA99/2003**).

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$  : Facteur de correction d'amortissement (si  $\xi \neq 5$ ).

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2 du RPA99/2003**).

$T_1, T_2$  : période caractéristique associées à la catégorie du site (**tableau 4.7 du RPA99/2003**).

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4 du RPA99/2003**).

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (**tableau 4.3 du RPA99/2003**).

### 4.3. Etude du bloc A(S-sol+RDC+2)

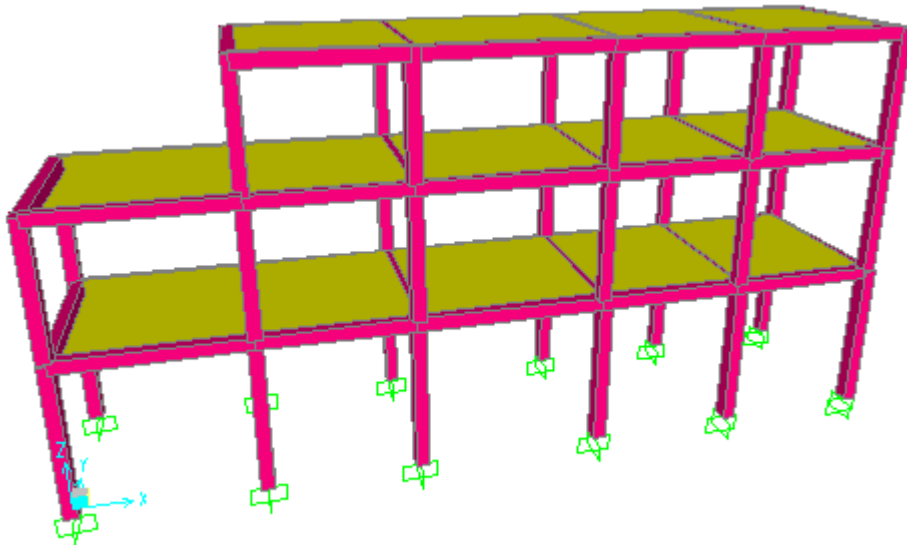


Figure 4.1 : Modèle du bloc A

#### 4.3.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

D'après le (RPA99/version 2003 Art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau 4.1ci-dessous illustre les résultats des dix premiers modes de vibration obtenus par l'analyse des vibrations libres.

Tableau 4.1 : Périodes et taux de participation massique

Mode	Période(s)	Masse modale		masses modales cumulées	
		$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
1	0.638488	0.00513	0.78968	0.00513	0.78968
2	0.624476	0.89473	0.00547	0.89985	0.79514
3	0.506348	0.00051	0.08055	0.90036	0.87569
4	0.194562	0.06296	0.02261	0.96332	0.8983
8	0.11531	0.01234	0.00326	0.9999	0.99643
9	0.103282	0.0001	0.00334	1	0.99976
10	0.047364	8.723E-10	0.00002	1	0.99979

#### Observation:

A travers le tableau on voit bien que la condition du RPA (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite pour les deux directions principales x et y à partir du 8<sup>ème</sup> mode. Toutefois, pour une meilleure approximation dans le reste des calculs, on ne va pas s'abstenir à l'utilisation des huit premiers modes seulement.

Les trois premiers modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :

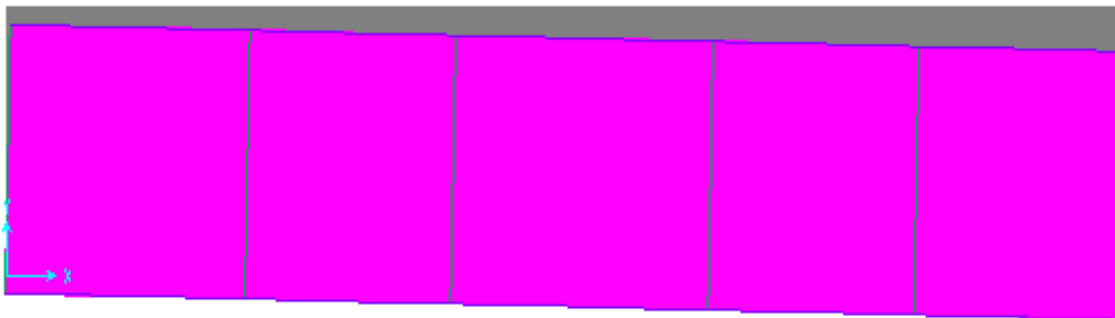


Figure 4.2 : 1<sup>er</sup> mode de vibration selon l'axe y

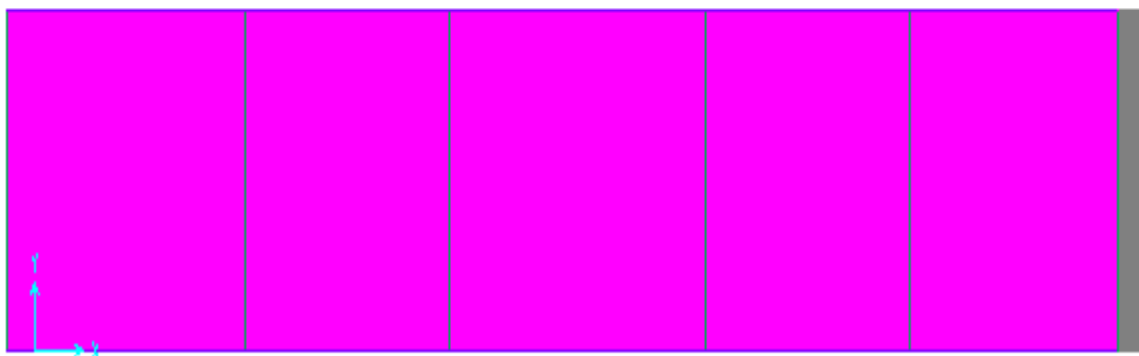


Figure 4.3 : 2<sup>er</sup> mode de vibration selon l'axe x

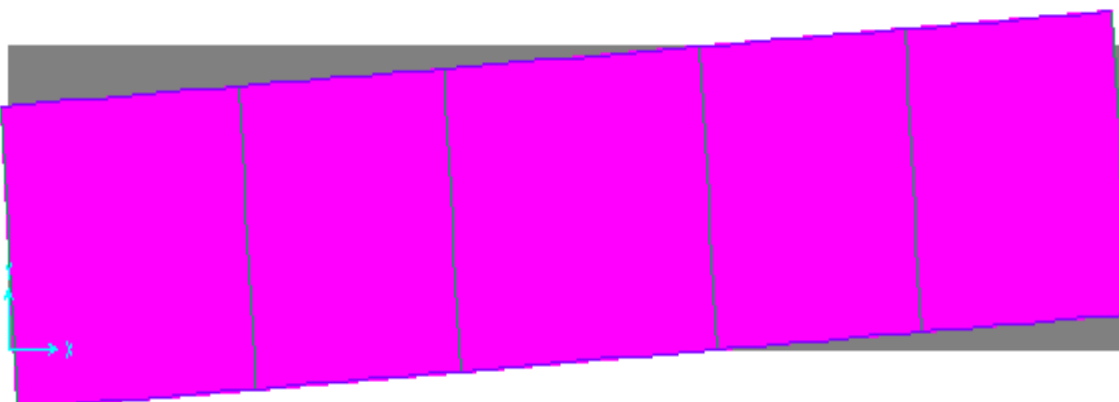


Figure 4.4 : 3<sup>ème</sup> mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z)

### 4.3.2. Vérification de l'effort normal réduit

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

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \dots (1) \quad (\text{Art 7.4.3.1}) \text{ RPA99/2003}$$

➤ Où B ; Air de la section transversale du poteau considéré.

Nd : Effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

**Tableau 4.2 : Vérification de l'effort normal réduit**

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Nd(KN)	combinaison	v	Observation
Sous-sol et RDC	35X35	411.384	G+Q+1.2Ey	0.134	Vérifier
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>em</sup> étage	30X30	256.879	G+Q+1.2Ey	0.114	Vérifier

### 4.3.3. Vérification vis-à-vis des déformations

Selon le **PRA99 (Art 5.10)** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

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

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

Avec:

$\delta_K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$ (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (**R=3.5**)

**Tableau 4.3 : Vérification vis-à-vis des déformations**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	0.52	2.60	0	2.60	414	0.628	0.50	2.50	0	2.50	0.60
1 <sup>er</sup> étage	1.10	5.50	2.60	2.90	357	0.812	1.00	5.00	2.50	2.50	0.70
2 <sup>er</sup> étage	1.40	7.00	5.50	1.50	223	0.464	1.48	7.40	5.00	2.40	0.74

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs entre niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage :  $\Delta_{kmax} = 2.90 \text{ cm} < 0.01xh_e = 3.57\text{cm}$ .

#### 4.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ RPA99/2003(Art5.9)

Les effets du 2<sup>em</sup> ordre (ou effet  $P-\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

Avec:

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

$h_K$ : Hauteur d'étage K

Si :  $0.1 < \theta_K < 0.2$ , les effets  $P-\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .

Si :  $\theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tous les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.4 : Vérification des effets  $P-\Delta$**

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
RDC	414	2819.20	2.6	271.639	0.065	2.5	293.986	0.009
1 <sup>er</sup> étage	357	1791.46	2.9	217.366	0.067	2.5	194.237	0.043
2 <sup>em</sup> étage	323	0.00	1.50	0.00	0.00	2.4	0.00	0.00

La condition  $\theta < 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

#### 4.3.5. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  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  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse.

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

Dans notre cas on a  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.2.3)}$$

$T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques, associée à la catégorie du site. **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

On a un sol meuble (site S3) [tirer à partir du rapport du sol]  $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T1=0.15 \text{ second} \\ T2=0.5 \text{ second} \end{array} \right.$

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

On prend :  $\zeta = 7 \% \Rightarrow \eta = 0.881$

T: Est la période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir de la formule suivant :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.2.4)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Pour notre cas  $h_N = 10.94\text{m}$ .

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage **Tableau 4.6 (RPA99/2003)**

Pour système portique auto stables en béton armé qui est notre cas :  $C_T = 0.050$ .



$$T = 0.05 \times 10.94^{3/4} = 0.300 \text{ s}$$

Selon x-x :  $L_x = 22.00\text{m}$ .

Selon y-y :  $L_y = 4.98\text{m}$ .

Donc la période fondamentale est :

$$T_x = \min(T_x ; T) \Rightarrow T_x = 0.209 \text{ s.}$$

$$T_y = \min(T_y ; T) \Rightarrow T_y = 0.441 \text{ s.}$$

Ce qui donne :  $0 \leq (T_x ; T_y) \leq T_2$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \quad \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.881 = 2.202 \\ D_y = 2.5 \times 0.881 = 2.202 \end{cases}$$

$$\triangleright Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

(RPA99/2003) (Art 4.2.3)

Tableau 4.5 : Facteurs de qualités

“ Critère q ”	$P_{q,x}$	Observée	$P_{q,y}$	Observée
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	Non	0.05	Non
2- Redondance en plan	0.00	Oui	0.05	Non
3- Régularité en plan	0.00	Oui	0.00	Non
4- Régularité en élévation	0.05	Non	0.05	oui
5- Contrôle de qualité des matériaux	0.00	Oui	0.00	Oui
Contrôles de qualité des d'exécution	0.00	Oui	0.00	Oui
Total		1.1		1.15

$\triangleright R = 3.5$  (Système portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide).

$\triangleright W = 2819.15 \text{ KN}$

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.1}{3.5} \times 2819.15 = 292.38 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 2.20 \times 1.15}{3.5} \times 2819.15 = 305.67 \text{ KN}$$

Les résultats de la vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 4.6 : Vérification de la résultante sismique pour le bloc R+2**

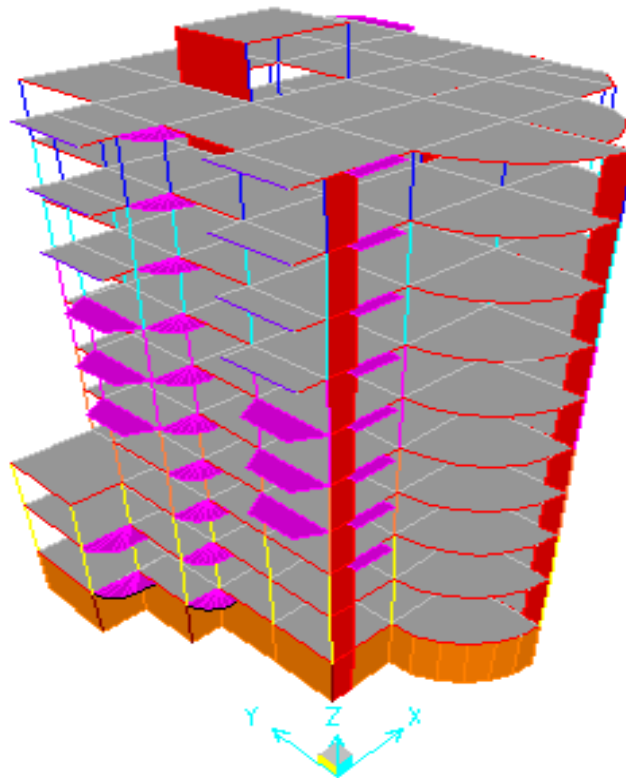
Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	271.64	292.38	0.92	vérifiée
Sens y-y	293.98	305.67	0.96	vérifiée

Après la vérification des conditions exigées par le RPA99, les sections définitives des poteaux sont comme suite :

**Tableau 4.7 : Section définitive des poteaux**

Niveau	section
Sous sol et RDC	35x35
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	30x30

#### 4.4. Bloc B (Sous-sol+RDC+8)



**Figure 4.2 : Modèle du bloc R+8**

#### 4.4.1. Disposition des voiles

Plusieurs disposition ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du **RPA99/2003**.

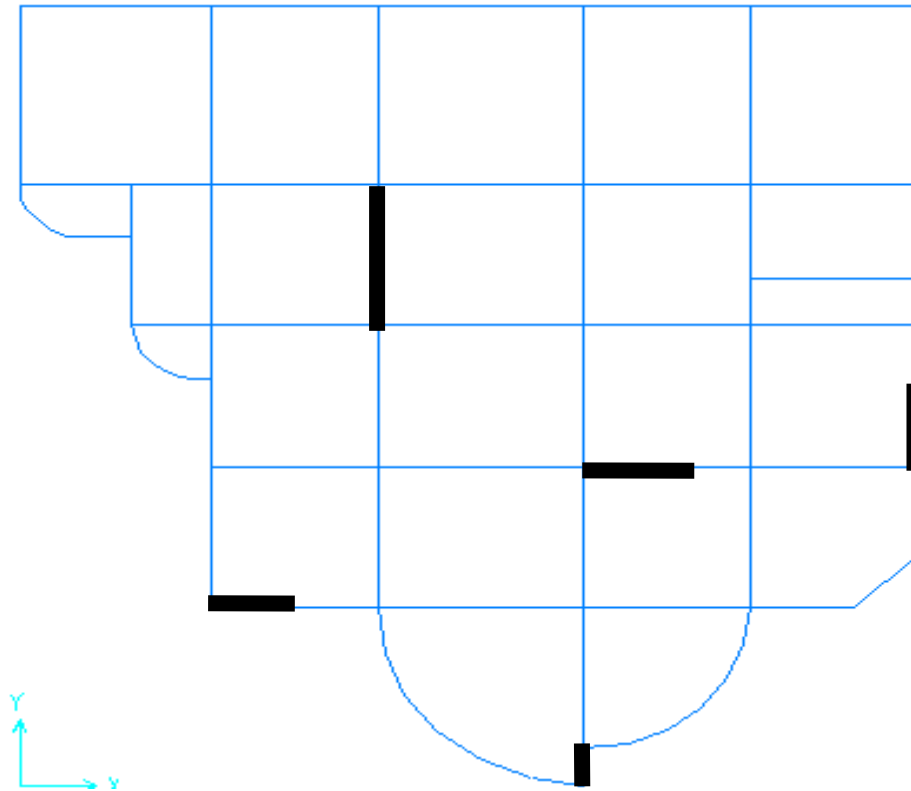


Figure 4.3 : Disposition des voiles

#### 4.4.2. Modes de vibration et taux de participation des masses

Les résultats des vibrations libres en termes de périodes et de masses modales cumulées sont illustrés dans le tableau 4.6 suivant :

Tableau 4.8 : Taux de participation massique avec sous-sol

Mode	Période(s)	Masse modale		masses modales cumulées	
		$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
1	1.130681	0.68255	0.01003	0.68255	0.01003
2	1.092221	0.649	0.69284	0.69284	0.65903
7	0.203077	0.01977	0.00155	0.81912	0.79313
25	0.081524	0.0000903	0.02083	0.86402	0.86702
48	0.060298	0.000000327	0.000003714	0.87777	0.87028
53	0.056021	0.00134	0.00005054	0.88663	0.88399
63	0.050084	0.00019	0.00003165	0.88809	0.88602
106	0.037805	0.00118	0.0008	0.90014	0.89911
109	0.037213	0.00027	0.00124	0.90102	0.9005
144	0.34078	0.00006374	0.00005901	0.93498	0.91001
150	0.032346	0.00631	0.00037	0.94312	0.91105

**Observation:**

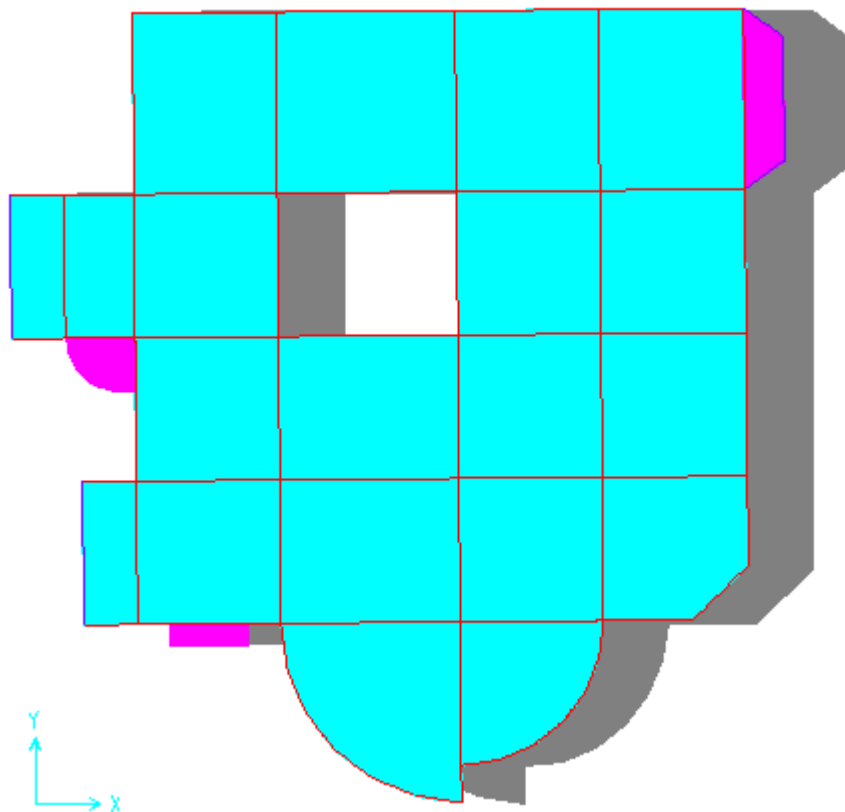
A travers le tableau (4.6) ci-dessus, on voit bien que la condition du **RPA99 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du mode 109, et le besoin d'un nombre élevé de modes s'explique par le fait qu'on a modélisé le voile périphérique du sous-sol ce qui a généré des modes dits locaux dont la participation modale reste très faible. Les résultats du tableau (4.7) illustrent parfaitement ceci, où un modèle sans sous-sol a été utilisé.

**Tableau 4.9 : Taux de participation massique sans sous-sol**

Mode	Période(s)	Masse modale		masses modales cumulées	
		$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y(m)$
1	1.081729	0.77102	0.00585	0.77102	0.00585
2	1.036992	0.00536	0.25605	0.77638	0.2619
9	0.134218	0.00002783	0.13389	0.94884	0.88927
10	0.12932	0.02041	0.00205	0.95078	0.93741

**Remarque :** Pour les structures comportant des sous-sols, l'hypothèse de boîte rigide et d'encastrement en niveaux du RDC dans la modélisation n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sols peut influencer largement le comportement dynamique de la structure.

Les modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes

**Figure 4.4 : 1<sup>er</sup> mode de vibration (Translation selon l'axe X)**

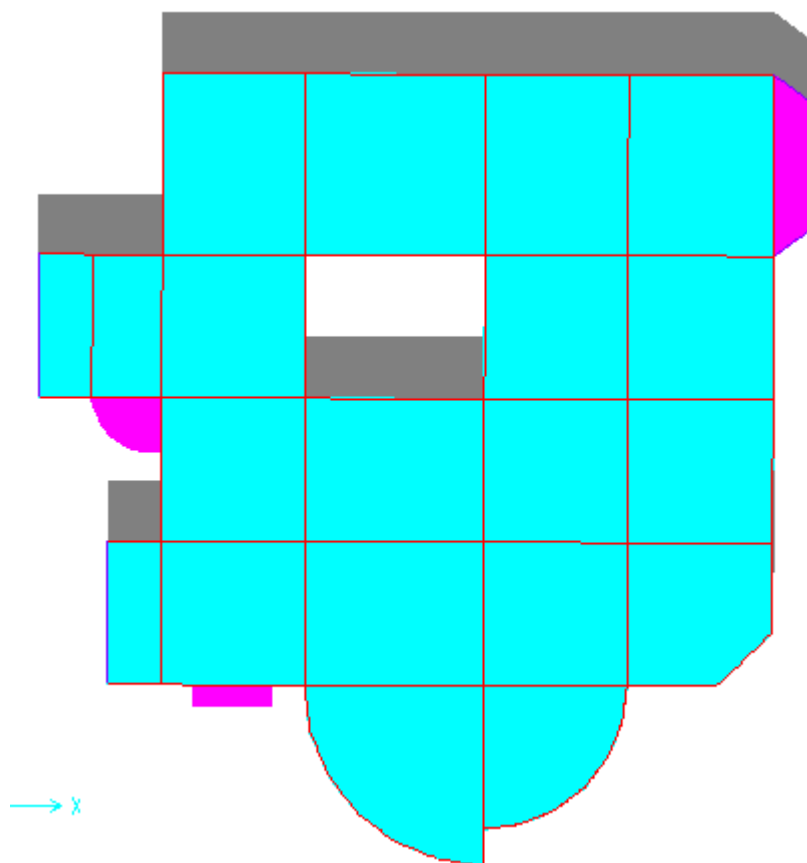


Figure 4.5 : 2<sup>ème</sup> mode de vibration (Translation selon l'axe Y)

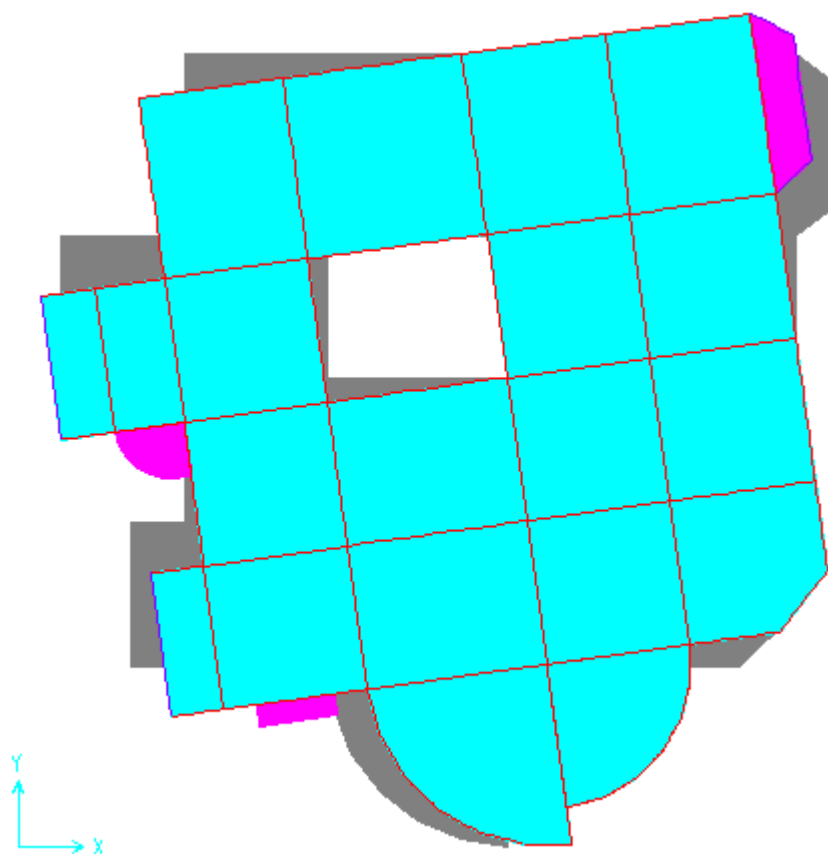


Figure 4.6 : 3<sup>ème</sup> mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z)

#### 4.4.3. Vérification de l'effort normal réduit

En utilisant la condition (1) les résultats sont illustrés dans le tableau suivant

**Tableau 4.10 : Vérification de l'effort normal réduit**

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	Nd (KN)	Combinaison	$\nu$	Observation
Sous-sol	60x60	2582.599	G+Q+EX	0.286	Vérifié
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60x55	2333.708	G+Q+EY	0.282	Vérifié
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	55x55	1832.744	G+Q+EY	0.242	Vérifié
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	55x50	1252.271	G+Q+EX	0.182	Vérifié
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	50x50	742.779	G+Q+EY	0.118	Vérifié
8 <sup>eme</sup> étage et +cage d'escalier	50x45	298.056	G+Q+EY	0.052	Vérifié

**Remarque** : on n'a pas pu vérifier la condition (1) avec le premier dimensionnement des poteaux donc un changement de section a été effectué comme il est illustré dans le tableau (4.7).

Il n'y a pas une grande différence dans les efforts normaux dans les différents étages c'est pourquoi la section des poteaux a été réduite seulement dans un seul côté.

#### 4.4.4. Justification de l'interaction voiles-poutres

##### ➤ Sous charges vertical

Pour que la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{RPA99/2003(Art 4.a)}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel sap2000 sont illustrés dans le tableau ci dessous

**Tableau 4.11 : Justification de l'interaction sous charges verticales**

Niveaux	Charge reprise(KN)		Pourcentage reprise(%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	37033.844	5095.944	87.90	12.10	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	32598.671	4558.919	87.731	12.27	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	27773.857	4137.042	87.04	12.96	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	23793.941	3632.34	86.76	13.24	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	19708.42	3184.486	86.09	13.91	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	15770.997	2594.762	85.87	14.13	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	11752.148	2049.207	85.15	14.85	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	7912.264	1381.594	85.13	14.87	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	4020.35	887.845	81.91	18.09	Vérifiée

➤ **Sous charges horizontales**

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

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

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous

**Tableau 4.12 : Justification de l'interaction sous charges horizontales**

	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques ≥ 25%		Voiles ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	689.814	126.406	955.180	192.254	41.93	39.67	58.07	60.33
1 <sup>er</sup> étage	632.447	369.317	755.099	368.798	45.58	50.04	54.42	49.96
2 <sup>ème</sup> étage	204.426	111.396	509.370	252.404	28.64	30.62	71.36	69.38
3 <sup>ème</sup> étage	178.783	74.175	404.042	203.266	30.68	26.74	69.32	73.26
4 <sup>ème</sup> étage	310.737	243.971	317.135	196.401	49.49	55.40	50.51	44.60
5 <sup>ème</sup> étage	208.936	243.543	212.688	140.846	49.56	63.36	50.44	36.64
6 <sup>ème</sup> étage	145.126	196.301	145.686	109.500	49.90	64.19	50.10	35.81
7 <sup>ème</sup> étage	103.92	153.71	74.246	69.378	58.33	68.90	41.67	31.10
8 <sup>ème</sup> étage	80.467	85.668	70.390	38.873	53.34	68.79	46.66	31.21
Cage d'escalier	8.271	5.269	7.672	4.498	51.88	53.95	48.12	46.05

**Observation**

Après satisfaction de l'interaction voile-portique sous charges horizontales et verticales nous pouvons dire que le système appropriée pour le bloc B est un système mixte avec interaction voile-portique ce qui permet de dire que le coefficient de comportement R=5 d'après le tableau (4.3)/RPA99version2003.

#### 4.4.5. Vérification vis à vis des déformations

Dans ce cas R=5, et tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau 4.13 : Vérification vis-à-vis des déformations**

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_x/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_x/h_k$ (%)
Sous-sol	0.0142	0.071	0	0.07	374	0.019	0.013	0.065	0	0.07	0.017
RDC	0.245	1.227	0.071	1.16	414	0.279	0.192	0.961	0.065	0.90	0.216
1 <sup>er</sup> étage	0.536	2.684	1.22	1.46	357	0.408	0.432	2.163	0.961	1.20	0.337
2 <sup>er</sup> étage	0.815	4.077	2.684	1.39	323	0.431	0.674	3.373	2.163	1.21	0.375
3 <sup>er</sup> étage	1.087	5.439	4.077	1.36	323	0.422	0.921	4.607	3.373	1.23	0.382
4 <sup>er</sup> étage	1.344	6.722	5.439	1.28	323	0.397	1.165	5.827	4.607	1.22	0.378
5 <sup>er</sup> étage	1.578	7.894	6.722	1.17	323	0.363	1.398	6.991	5.827	1.16	0.360
6 <sup>er</sup> étage	1.785	8.925	7.894	1.03	323	0.319	1.613	8.067	6.991	1.08	0.333
7 <sup>er</sup> étage	1.955	9.778	8.925	0.85	323	0.264	1.810	9.051	8.067	0.98	0.304
8 <sup>er</sup> étage	2.092	10.460	9.778	0.68	323	0.211	1.991	9.958	9.051	0.91	0.281
Cage D'escalier	2.162	10.844	10.460	0.38	270	0.142	2.147	10.736	9.958	0.78	0.288

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 1.46 \text{ cm} < 0.01xh_e = 3.57\text{cm.}$$

#### 4.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ (Art5.9) RPA99

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau 4.14 : Vérification des effets P- $\Delta$**

Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
Sous-sol	374	41113.5	0.07	1798.002	0.004	0.07	1890.652	0.004
RDC	414	35712.6	1.20	1425.231	0.073	0.95	1664.369	0.043
1 <sup>er</sup> étage	357	30808.1	1.53	1452.069	0.091	1.27	1555.879	0.066
2 <sup>em</sup> étage	323	26347.7	1.46	1293.832	0.092	1.27	1445.814	0.067
3 <sup>em</sup> étage	323	21910.4	1.43	1168.564	0.083	1.31	1283.974	0.061
4 <sup>eme</sup> étage	323	17531.2	1.35	1049.77	0.07	1.32	1077.681	0.056
5 <sup>em</sup> étage	323	13162.1	1.23	844.55	0.059	1.26	907.76	0.048
6 <sup>eme</sup> étage	323	8814.0	1.08	647.31	0.045	1.18	725.98	0.035
7 <sup>er</sup> étage	323	4520.3	0.88	464.904	0.026	1.09	715.237	0.021
8 <sup>eme</sup> étage	323	387.4	0.69	49.802	0.016	1.04	51.201	0.002
Cage d'escalier	270	0.0	0.50	0	0.00	0.86	0	0.00



**Remarque :** La condition  $\theta < 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

#### 4.4.7. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul

Dans notre cas on a  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

**Q :**

**Tableau 4.15 : Facteur de qualité**

" Critère q "	$P_{q,x,y}$	Observée
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	Non
2- Redondance en plan	0.05	Non
3- Régularité en plan	0.05	Non
4- Régularité en élévation	0.05	oui
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	Oui
Contrôles de qualité des d'exécution	0	Oui
Total		1.2

**W = 42475.938 KN**

**R = 5** (Système mixte portiques voiles avec interaction voile-portique).

**D :**

On prend :  $\zeta = 10 \% \Rightarrow \eta = 0.763$

$h_N = 33.52\text{m}$

$C_T = 0.050$ . (Contreventement mixte portique voiles)

$T = 0.05 \times 33.52^{3/4} = 0.696 \text{ s}$

Selon x-x :  $L_x = 22.00\text{m}$ .

Selon y-y :  $L_y = 22.40\text{m}$ .

Donc la période fondamentale est :

$T_x = \min (T_x ; T) \Rightarrow T_x = 0.643 \text{ s}$ .

$T_y = \min (T_y ; T) \Rightarrow T_y = 0.637 \text{ s}$ .

Ce qui donne :  $T_2 \leq (T_x ; T_y) \leq 3s$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.763 \times \left( \frac{0.5}{0.643} \right)^{2/3} = 1.61 \\ D_y = 2.5 \times 0.763 \times \left( \frac{0.5}{0.637} \right)^{2/3} = 1.62 \end{cases}$$

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.2}{5} \times 42475.938 = 2461.905 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.2}{5} \times 42475.938 = 2477.196 \text{ KN}$$

Les résultats de la vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 4.16 : Vérification de la résultante sismique pour le bloc R+8**

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	2038.584	2461.905	0.82	vérifiée
Sens y-y	2013.477	2477.196	0.81	vérifiée

- **Conclusion générale**

Après plusieurs essais de disposition de voiles et augmentation des dimensions des poteaux par rapport au 1<sup>er</sup> pré dimensionnement on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/version2003 (interaction voile-portique ; effort normal ;...etc.), ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structuraux et de conclure ce chapitre.

#### 4.5. Justification de la largeur du joint sismique entre les deux blocs

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}} \quad \text{RPA99/2003 (4-19)}$$

$\delta_1$ ;  $\delta_2$ : Déplacement max des deux blocs calculé au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion.

Afin de tenir en compte des effets probables de torsion, deux nœuds de mesure ont été utilisés (figure 4.10).

Les déplacements max obtenus sous l'effet de la force sismique dans la direction perpendiculaire au joint ( $E_y$ ) sont récapitulés dans le tableau (4.17) suivant :

**Tableau 4.17 : Déplacements max des points étudiés**

	Bloc A	Bloc B
Nœud	$U_y(\text{mm})$	$U_y(\text{mm})$
1	10.92	6.93
2	19.86	7.26

Du tableau, on remarque que les déplacements au niveau du nœud 2 sont plus importants que ceux du nœud 1, particulièrement pour le bloc A. Ceci est dû à la présence de modes de torsion significatifs dans le bloc A.

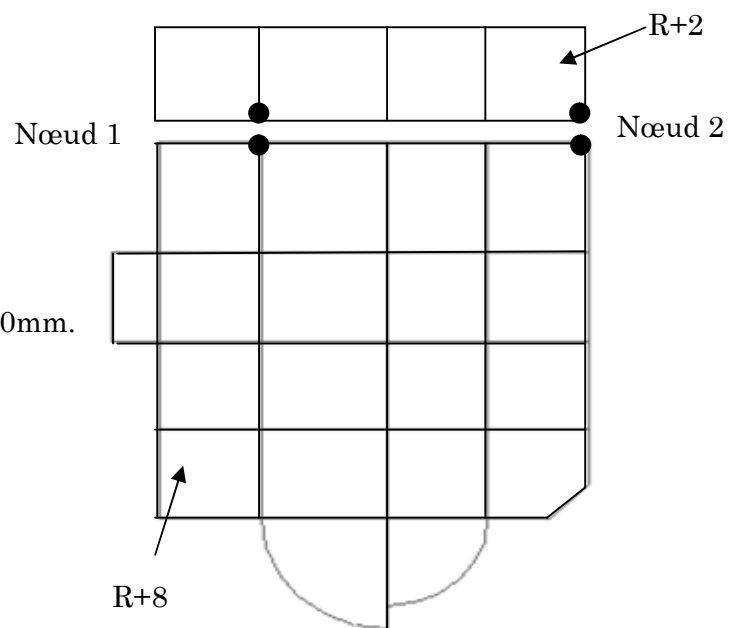
Ainsi, la largeur du joint sismique à considérer est celle déterminée au nœud 2.

$$\delta_A = 19.86 \times 3.5 = 69.51 \text{mm}$$

$$\delta_B = 7.26 \times 5 = 36.30 \text{mm}$$

$$d_{\min} = 15 + (69.51 + 36.30) = 120.81 \text{mm} \geq 40 \text{mm}.$$

Soit une largeur du joint de 13cm.



**Figure 4.7 : Vue en plan des points étudiés**

# Chapitre 5 Ferrailage des éléments structuraux

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferrailage des éléments structuraux pour le bloc en R+8. Les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par le logiciel sap2000v14.

## 5.1. Les poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant(M) sont donner par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le sap2000 comme suite :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E
- G+Q

Les sollicitations à considérer sont :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$  ;  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$  ;  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corre}}$

**Tableau 5.1 : Les différentes sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corre}}$		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Sous sol	-2880.848	3.300	-526.658	92.508	-1451.799	117.333	54.411
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	-2520.299	2.400	-10.264	61.586	-210.579	-1901.121	308.203
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	-1890.357	-1.949	-56.660	24.769	-176.225	-1627.765	204.381
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	-1328.208	-2.333	-73.322	20.415	-160.654	-1119259	187.795
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	-818.316	-25.283	-52.958	10.119	-131.994	-665.083	117.058
8 <sup>ème</sup> étage et cage d'escalier	-343.716	-24.538	-24.902	6.234	-96.814	-270.836	53.353

➤ **Recommandation du RPA 99/version2003**

**a) Les armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone recouvrement).
- $\phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dan une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant

**Tableau 5.2 : Armatures longitudinales et minimale dans les poteaux**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Amax (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol	60x60	28.8	144	216
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	60x55	26.4	132	198
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	24.2	121	181.5
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	55x50	22	110	165
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	50x50	20	100	150
8 <sup>ème</sup> étage et terrasse	50x45	18	90	135

**b) Les armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élancement géométrique),} \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**t** : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15cm)$  (en zone IIa).

Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_t^{min}$  (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimums.

### 5.1.1. Calcul du ferrailage

#### 5.1.1.1. Ferrailage longitudinale

Tableau 5.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Sous sol	60x60	29.18	28.8	4T20+12T14=30.92
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	60x55	28.19	26.4	4T20+8T16=28.65
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	9.07	24.2	4T20+8T14=24.89
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	55x50	8.25	22	12HA16 = 24.12
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	50x50	9.36	20	4T16+8T14=20.28
8 <sup>ème</sup> étage et terrasse	50x45	14.01	18	12T14=18.36

#### 5.1.1.2. Ferrailage transversale

Tableau 5.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	Sous sol	RDC	1 <sup>ème</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage et terrasse
Section (cm <sup>2</sup> )	60x60	60x55	60x55	55x55	55x50	50x50	50x45
$\phi_t^{max}$ (cm)	2	2	2	2	2	2	2
$\phi_t^{min}$ (cm)	1.2	1.6	1.6	1.4	1.2	1.6	1.4
$l_f$ (cm)	234	275.1	235.2	211	211	211	211
$\lambda_g$	3.90	4.58	3.92	3.83	3.83	4.22	4.22
$V_u$ (KN)	54.411	76.861	76.861	74.774	92.837	101.297	105.207
$l_{r min}$ (cm)	80	80	80	80	80	80	80

t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.27	1.80	1.80	1.91	2.37	2.85	2.95
$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.12	4.12	4.12	3.75	3.75	3.37
$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	5HA10 = 3.93	5HA10 = 3.93	5HA10 = 3.93

Conformément au CBA93 (Article A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33mm \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### ➤ Vérifications

#### 1. Vérification au flambement

Selon le CBA99 (Art B.8.2.1) les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. Donc on doit vérifier que :

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

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$  (Situation durable).

$\alpha$  : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élanacement  $\lambda$  :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau le plus sollicité situé au niveau du sous sol, avec  $l_0=3.34$  et  $N_d=2582.599KN$

$l_f = 0.7 l_0 = 2.34m$ . (Longueur de flambement).

$i = 0.173m$  (rayon de giration).

$\lambda = 13.52 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.825$

$B_r = (60-2) \times (60-2) = 3364cm^2$  (section réduite)

$$N_u = 0.825 \left[ \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{30.92 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 6.02 \text{ MN}$$

$N_d = 2.58 \text{ MN} < N_u = 6.02 \text{ MN} \rightarrow$  Pas de risque de flambement

Le tableau suivant résume les résultats de calculs pour l'ensemble des poteaux

**Tableau 5.5 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (MN)	$N_d$ (MN)	Obser
Sous sol	60x60	3.34	2.34	13.52	0.825	30.92	0.34	6.02	2.58	Vérifier
RDC	60x55	3.74	2.62	16.49	0.814	28.65	0.31	5.51	2.33	
1 <sup>er</sup> étage	60x55	3.17	2.22	13.98	0.824	28.65	0.31	5.58	2.33	Vérifier
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	2.83	1.98	12.48	0.829	24.89	0.28	6.05	1.83	Vérifier
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	55x50	2.83	1.98	13.72	0.825	24.12	0.25	4.51	1.25	Vérifier
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	50x50	2.83	1.98	13.72	0.825	20.28	0.23	4.09	0.74	Vérifier
8 <sup>ème</sup> étage et terrasse	50x45	2.83	1.98	15.25	0.819	18.36	0.25	3.73	0.29	Vérifier

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

## 2. Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible alors la vérification se fera seulement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau la ou il ya réduction de section.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre inférieure}).$$

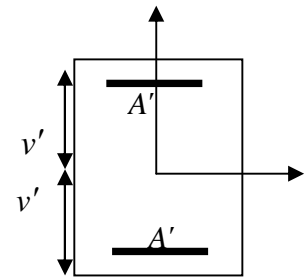
$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre supérieure}).$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V ;$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A (V - d)^2 + 15 \times A' (d - V')^2 ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} ;$$





Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	$I_{yy'}$ (m <sup>4</sup> )	$N_{ser}$ (KN)	$M_{ser}$ (KN.m)	$M_G^{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc1}$ (MPa)	$\sigma_{bc2}$ (MPa)
Sous sol	60x60	54	30.92	32.64	27.36	0.018	1366.52	17.12	44.45	3.882	3.628
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60x55	54	28.65	32.76	27.24	0.017	1137.143	2.23	24.97	3.321	3.285
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	49.5	24.89	29.91	25.09	0.013	1016.981	19.22	34.47	3.557	3.183
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	55x50	49.5	24.12	29.97	25.03	0.012	735.59	23.92	42.09	3.029	2.513
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	50x50	45	20.28	27.20	22.8	0.0089	594.15	18.09	16.90	2.694	2.219
8 <sup>ème</sup> étage et terrasse	50x45	45	18.36	27.22	22.78	0.0080	251.13	17.64	12.06	1.545	1.024

### 3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA/2003 (Art 7.4.3.2) la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

suivante :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$  Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci dessous :

**Tableau 5.7 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
Sous sol	60x60	2.34	3.90	0.04	54	54.41	0.16	1	Vérifier
RDC	60x55	2.62	4.58	0.04	54	76.86	0.25	1	Vérifier
1 <sup>ère</sup> étage	60x55	2.22	3.92	0.04	54	76.86	0.25		
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	1.98	3.83	0.04	49.5	74.77	0.27	1	Vérifier
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	55x50	1.98	3.83	0.04	49.5	92.83	0.37	1	Vérifier
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	50x50	1.98	4.22	0.04	45	101.29	0.45	1	Vérifier
8 <sup>ème</sup> étage et cage d'escalier	50x45	1.98	4.22	0.04	45	105.207	0.52	1	Vérifier

### ◆ Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$ .

Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \phi$  ;

$\phi = 20\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$ .

On adopte :  $l_r = 100\text{cm}$ .

$\phi = 16\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ .

On adopte :  $l_r = 70\text{cm}$ .

$\phi = 14\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ .

On adopte :  $l_r = 60\text{cm}$ .

$\phi = 12\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ .

On adopte :  $l_r = 50\text{cm}$ .

### ◆ Détermination de la zone nodale (zone critique)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est

Donnée comme suite:

$h' = \max (h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm})$

$L' = 2h$

Avec : sous sol :  $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

$h' = \max (62 ; 60 ; 60 ; 60) = 62\text{cm}$

- RDC et 1<sup>er</sup> étage :

$L' = 80\text{cm}$

$h' = 69\text{cm}$

- 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :

$L' = 80\text{cm}$

$h' = 60\text{cm}$

- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :

$L'=80\text{cm}$

$h'=60\text{cm}$

- 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage :

$L'=80\text{cm}$

$h'=60\text{cm}$

- 8<sup>ème</sup> étage et cage d'escalier :

$L'=80\text{cm}$

$h'=60\text{cm}$

**Schémas de ferrailage des poteaux**

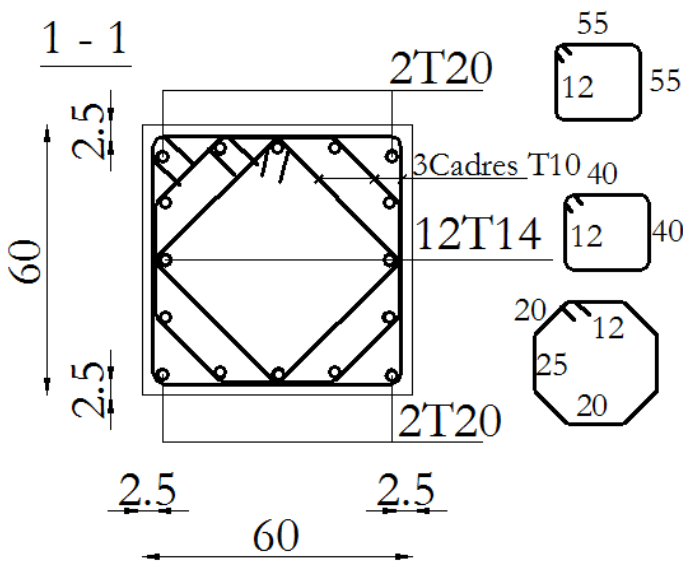


Figure 5.2 : Ferrailage des poteaux Sous-sol

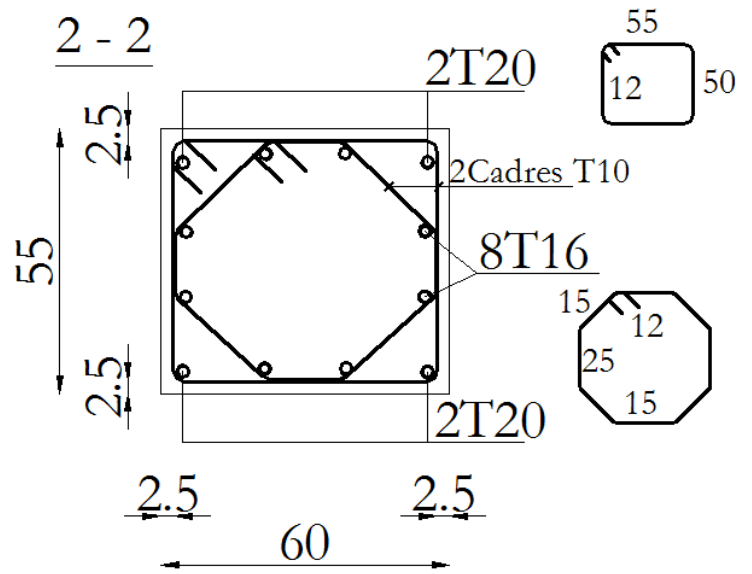


Figure 5.1 : Ferrailage des poteaux RDC et 1<sup>er</sup> étage

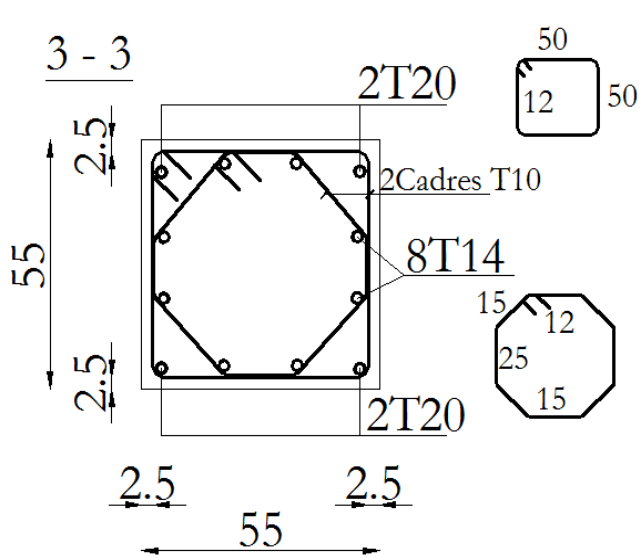


Figure 5.4 : Ferrailage des poteaux 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

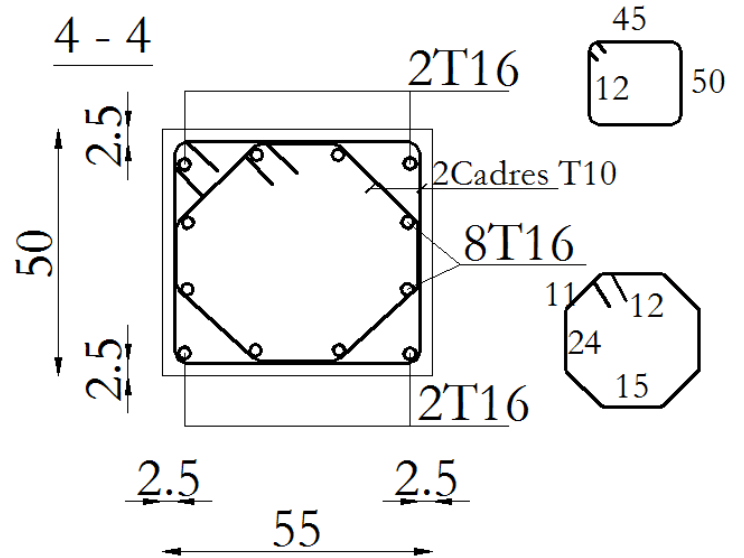


Figure 5.3 : Ferrailage des poteaux 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage

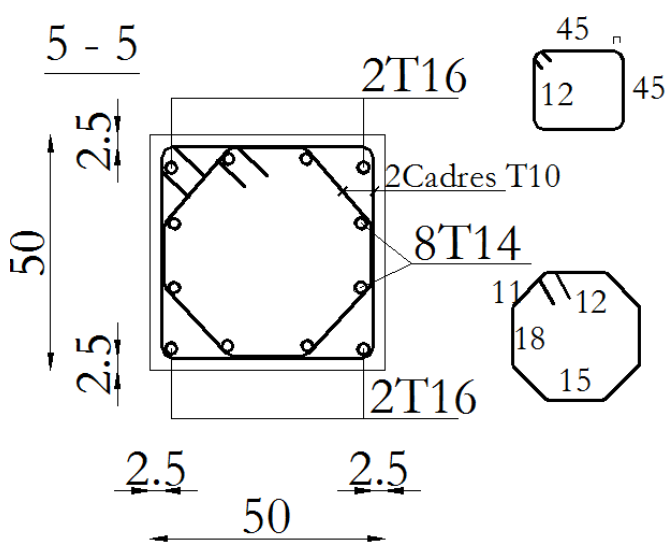


Figure 5.5 : Ferrailage des poteaux 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage

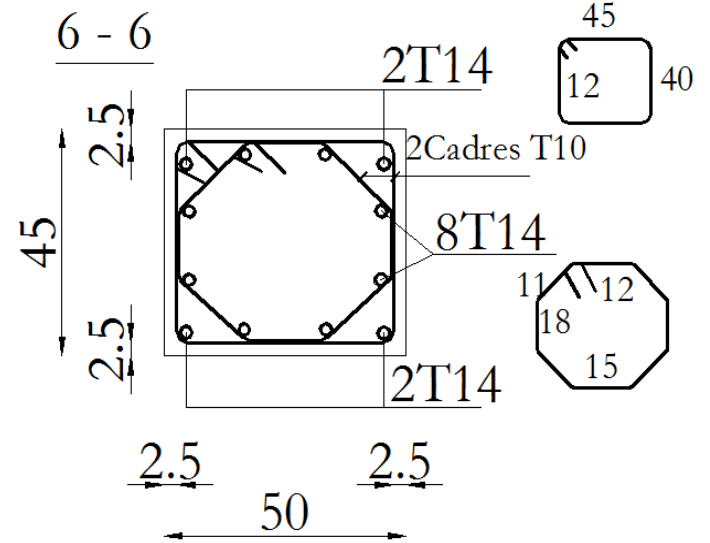


Figure 5.6 : Ferrailage des poteaux 8<sup>ème</sup> étage et cage d'escalier

## 5.2. Etude des poutres

Les poutres sont soumises à un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal, et vu que l'effort normal est négligeable devant les autres efforts alors le ferrailage se fera à la flexion simple.

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

➤ **Les combinaisons de calculs**

- Situation durable selon BAEL91 (1.35G+1.5Q).....(1)
- Situation accidentelle selon le RPA99/2003 : G+Q±E.....(2).  
0.8G±E.....(3).  
G+Q.....(4).

La combinaison(1) nous permettra de déterminer le moment max en travée.

La combinaison(2) donne le moment négatif max en valeur absolue sur les appuis.

La combinaison(3) donne le moment négatif ou positif min en valeur absolue sur les appuis.

➤ **Recommandation du RPA 99/version2003**

**a) Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%bxh en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% bxh En zone courante.

6% bxh En zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de :
- 40  $\phi$  En zone IIa.

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

**b) Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : 0.3%  $s_t \times h$
- Avec  $S_t$  espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \quad \text{En zone nodale}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre

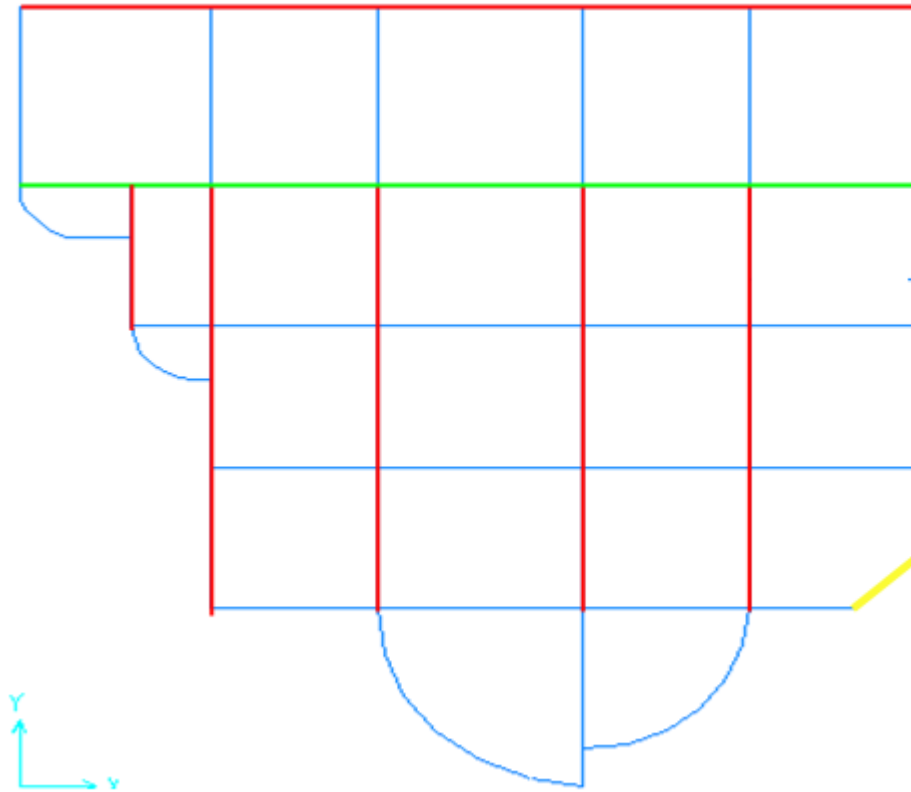
$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

En dehors de la zone nodale

- La valeur du diamètre  $\phi_t$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### 5.2.1. Calcul du ferrailage

Pour notre cas nous avons deux sens de disposition des poutrelles c'est pour quoi nous avons opté pour un schéma qu'on a utilisé comme un repaire pour le ferrailage des poutres.



#### ➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul la poutre de la file verte (—) au niveau de la terrasse inaccessible avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 34.65 \text{ KN.m (ELU)} \\ M_a = 41.71 \text{ KN.m (G+Q+EY)} \end{array} \right.$$

**Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_{bu} = 0.062 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.080$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.348 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{34.65 \times 10^{-3}}{0.348 \times 348} = 2.86 \text{ cm}^2$$

**Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.71 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 18.48} = 0.058 \rightarrow \mu_{bu} = 0.058 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0.074 \rightarrow Z = 0.349 \text{ m} \rightarrow A_s = 2.98 \text{ cm}^2$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous

**Tableau 5.8 : Ferrailage des poutres**

Niveau	Couleur de la file	Section	Localisation	M (KN.m)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbre de Barre	
Etage courant	rouge	30x40	Appuis	105.65	7.39	6	8.01	3HA14+3HA12	
			Travée	117.88	8.33		8.42	2HA16+3HA14	
	vert	30x40	Appuis	81.78	5.60	6	6.03	3HA16	
			Travée	90.75	6.26		6.47	2HA14+3HA12	
	bleu	30x40	Appuis	117.39	8.29	6	8.64	2HA16+3HA14	
			Travée	167.57	12.43		12.81	3HA20+3HA12	
	jaune	30x40	Appuis	20.73	1.68	6	3.39	3HA12	
			Travée	20.73	1.68		3.39	3HA12	
	Terrasse accessible	rouge	30x40	Appuis	84.64	5.81	6	3.39	3HA12
				Travée	31.01	2.00		3.39	3HA12
vert		30x40	Appuis	62.23	4.19	6	4.59	3HA14	
			Travée	20.73	1.68		3.39	3HA12	
bleu		30x40	Appuis	111.10	7.80	6	8.01	3HA12+3HA14	
			Travée	74.45	5.07		6.03	3HA16	
jaune		30x40	Appuis	20.73	1.68	6	3.39	3HA12	
			Travée	20.73	1.68		3.39	3HA12	
Terrasse inaccessible		rouge	30x40	Appuis	20.73	1.68	6	3.39	3HA12
				Travée	20.73	1.68		3.39	3HA12
	vert	30x40	Appuis	41.71	2.98	6	3.39	3HA12	
			Travée	34.65	2.86		3.39	3HA12	
	bleu	30x40	Appuis	41.71	2.98	6	3.39	3HA12	
			Travée	34.65	2.86		3.39	3HA12	

### 5.2.1.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003

#### 1. Pourcentage maximum des armatures longitudinale

Pour l'ensemble des poutres on a : b=30 ; h=40

⇒ En zone courante :  $A_{\max} = 4\%bxd = 43.2\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

⇒ En zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\%bxd = 64.8\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

## 2. Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 20\text{mm}$      $L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm}$     on adopte     $L_r = 85\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$      $L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$     on adopte     $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$      $L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$     on adopte     $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$      $L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$     on adopte     $L_r = 50\text{cm}$

## 4. les armatures transversales

### a. Calcul de $\Phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{l_{\min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = \min(1.2; 1.14; 3)$$

$\phi \leq 1.2\text{cm}$  on prend  $\Phi_t = 8\text{mm}$ .

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres.

### b. Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 :

- Zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l_{\min}})$     (Art7.5.2.2)

Pour toutes les poutres  $S_t \leq \min(10\text{cm}; 12\text{cm})$  soit  $S_t = 10\text{cm}$ .

- Zone courante :  $S_t \leq h/2$     (Art7.5.2.2)

Pour toutes les poutres  $S_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow$  soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

### c. Vérification des sections d'armatures transversales

On a  $A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2 \dots \dots \dots$  Vérifiée.



### 5.2.1.2. Vérification à l'ELU

#### a. Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifiée l'effort tranchant tel que  $\tau = \frac{V_u}{b \times d}$  et  $\bar{\tau} = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa)$

La vérification est effectuée pour les poutres les plus défavorables.

Tableau 5.9 : Vérification des contraintes tangentielles

Couleur de la file	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Rouge	75.04	0.69	3.33	Vérifiée
Vert	178.74	1.65	3.33	Vérifiée
Bleu	175.39	1.62	3.33	Vérifiée
Jaune	70.41	0.65	3.33	Vérifiée

#### b. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives  $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$  Avec  $\gamma_s = 1.15, f_e = 400$

Appuis intermédiaires  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{Ma}{0.9 \times d})$

Tableau 5.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Couleur de la file	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Rouge	8.42	75.04	117.88	0.21	-0.83	Vérifiée
Vert	6.47	178.74	90.75	0.51	-0.29	Vérifiée
Bleu	12.81	175.39	167.57	0.50	-0.98	Vérifiée
Jaune	6.16	70.41	20.73	0.20	0.018	Vérifiée

### 5.2.1.3. Verification à l'ELS

#### a. État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

#### b. État limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible donc on a vérifié que la contrainte de compression du béton.

$$\text{Calcul Y : } \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A - 15 \times A_s \times d = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Tableau 5.11 : Vérification de la limite de compression du béton

Couleur de la file	Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ <sub>bc</sub> < $\bar{\sigma}_{bc}$
Rouge	Appuis	30.62	8.17	98510	2.54	15	Vérifiée
	Travées	44.71	8.36	102332	3.65	15	Vérifiée

Vert	Appuis	16.07	7.21	78718	1.47	15	Vérifiée
	Travées	17.21	7.44	83279	2.66	15	Vérifiée
Bleu	Appuis	40.79	8.45	104400	3.30	15	Vérifiée
	Travées	61.54	10	139893	4.39	15	Vérifiée
Jaune	Appuis	9.41	7.21	78718	1.47	15	Vérifiée
	Travées	9.41	7.21	78718	1.47	15	Vérifiée

**c. État limite de déformation (évaluation de la flèche)**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

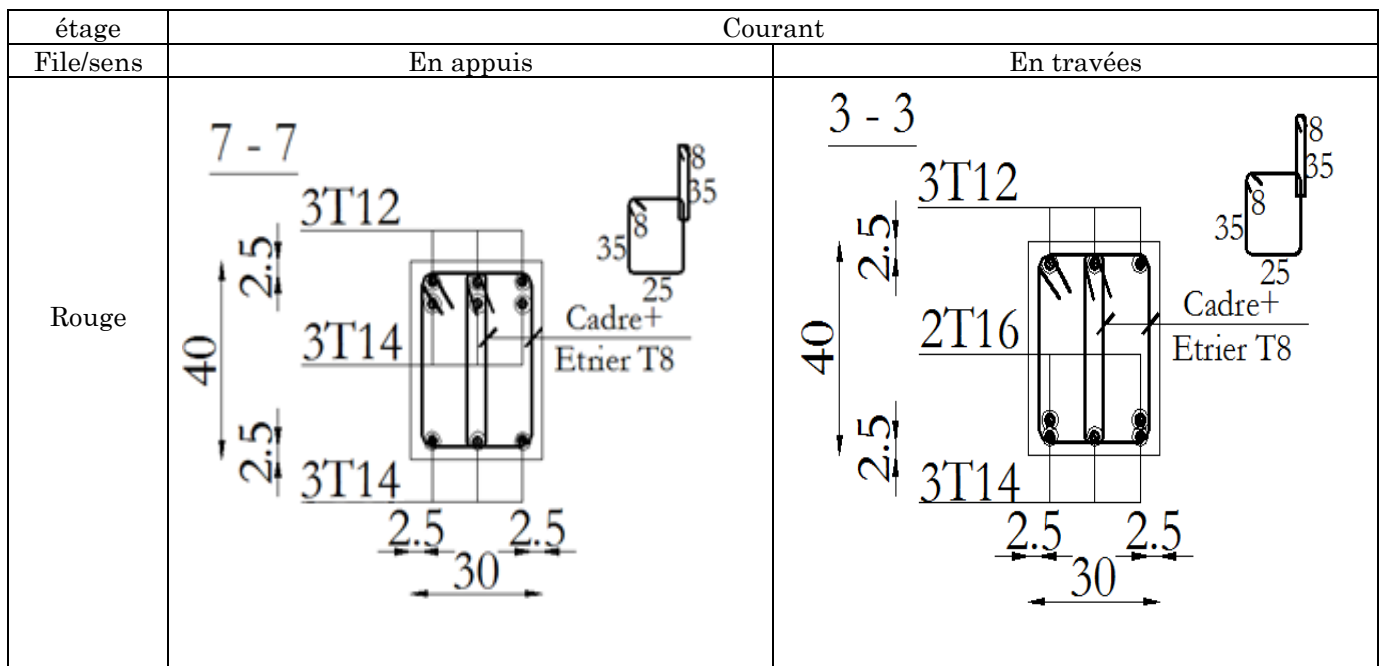
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

**Tableau 5.12 : Récapitulation de l'évaluation de la flèche**

	h <sub>t</sub> cm	B Cm	L cm	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	h <sub>t</sub> /L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
Rouge	40	30	400	8.42	0.10	0.1	0.007	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
Vert	40	30	405	6.47	0.09	0.075	0.005	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
Bleu	40	30	505	12.81	0.07	0.02	0.01	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
Jaune	40	30	215.7	6.03	0.18	0.16	0.005	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Conclusion : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**5.2.2. Schéma de ferrailage des poutres**



<p>Vert</p>	<p>1 - 1</p> <p>3T16</p> <p>3T12</p> <p>2T14</p> <p>Cadre+ Etrier T8</p> <p>40</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>30</p>	<p>3 - 3</p> <p>3T16</p> <p>3T12</p> <p>2T14</p> <p>Cadre+ Etrier T8</p> <p>40</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>30</p>
<p>Bleu</p>	<p>6 - 6</p> <p>3T14</p> <p>2T16</p> <p>3T12</p> <p>Cadre+ Etrier T8</p> <p>40</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>30</p>	<p>5 - 5</p> <p>3T14</p> <p>3T20</p> <p>3T12</p> <p>Cadre+ Etrier T8</p> <p>40</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>30</p>
<p>Jaune</p>	<p>1 - 1</p> <p>3T12</p> <p>3T12</p> <p>Cadre+ Etrier T8</p> <p>40</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>30</p>	<p>1 - 1</p> <p>3T12</p> <p>3T12</p> <p>Cadre+ Etrier T8</p> <p>40</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>2.5</p> <p>30</p>

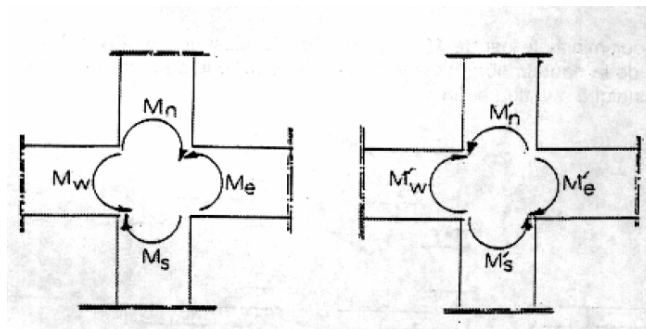
		Terrasse accessible	
File/sens	En appuis	En travées	
Rouge et Jaune	<p>1 - 1</p>	<p>1 - 1</p>	
Bleu	<p>7 - 7</p>	<p>1 - 1</p>	
Vert	<p>6 - 6</p>	<p>6 - 6</p>	

Terrasse inaccessible		
étage	En appui	En travée
Rouge Vert Bleu jaune		

### 5.2.3. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$



Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

#### ◆ Détermination du moment résistant

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

De la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S; \text{ Avec } Z = 0.9h; \sigma_S = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

## Les poteaux

**Tableau 5.13 : Moment résistant dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mn (KN.m)	Ms (KN.m)	Mn+Ms (KN.m)
Sous sol	60x60	0.54	29.66	538.39	557.37	1095.75
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	60x55	0.54	28.65	538.39	538.39	1076.78
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55x55	0.49	24.89	424.42	424.42	848.84
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	55x50	0.49	23.25	396.46	396.46	792.92
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	50x45	0.45	20.61	322.75	322.75	645.5

## Les poutres

**Tableau 5.14 : Moment résistant dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Mn (KN.m)	Ms (KN.m)	1.25(Mn+Ms) (KN.m)
Etage courant	40x30	0.36	12.81	160.48	160.48	401.2
Terrasse accessible	40x30	0.36	8.01	100.34	100.34	250.85

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### 5.3. Les voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à la 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 composées avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes:

- 1.35G+1.5Q
- G+Q+E
- 0.8G±E

➤ **Recommandation du RPA99/2003**

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

**a. Armatures verticales****(Art 7.7.4.1)**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec:

$L_t$ : Longueur de la zone tendue.

$e$ : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$ : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Les armatures horizontales****(Art 7.7.4.2)**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_l$ , les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m<sup>2</sup>.

Elles doivent être placées à l'extérieur.

**c. Les armatures de coutures**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

**d. Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min}=0.15\%$  ex.....dans la section globale du voile.

$A_{min}=0.10\%$  ex.....dans la zone courante.

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement :  $S_t = \min(1.5e ; 30)\text{cm}$  (pour armatures verticales et horizontale)

### 5.3.2. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_{v}^{\min}/\text{voile} = 0.15\% \times b \times L_t$  : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$  : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$  : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$  : Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{\min}$  : section d'armatures horizontales dans le voile complet.  $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times t$ .

$A_h^{\text{adopté}}/\text{face}$  : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

**Tableau 5.15 : Récapitulation du ferrailage du voile V1**

Niveau	Sous sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5 <sup>ème</sup> étage	6, 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
L(cm)	140	140	140	140	140
e(cm)	20	20	20	20	20
M(KN.m)	121.36	435.45	357.73	216.47	167.53
N(KN)	997.15	784.84	589.05	377.41	210.21
Section	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V(KN)	116.73	139.08	119.03	78.92	98.46
$\tau = 1.4xv/bxd$ (Mpa)	0.65	0.72	0.62	0.41	0.51
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )/face	15.71	13.29	10.19	6.45	3.97
$A_v^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_v^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	15.82	13.56	10.27	7.11	4.74
$N^{\text{bre}}$ /par face	4HA16 +6HA14	10HA14	4HA14 +6HA12	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.97	3.92	0.83	0.60	0.68
$A_h^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	3.95	1.01	1.01	1.01
$N^{\text{bre}}$ /par face	2T8	6T8	2T8	2T8	2T8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20



Tableau 5.16 : Récapitulation du ferrailage du voile V2

Niveau	Sous sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5 <sup>ème</sup> étage	6, 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
L(cm)	180	180	180	180	180
e(cm)	20	20	20	20	20
M(KN.m)	211.90	-123.89	-158.44	-158.44	9.26
N(KN)	1656.28	1303.73	925.52	925.52	280.69
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V(KN)	293.45	170.76	154.55	154.55	102.64
$\tau=1.4xv/bxd$ (Mpa)	1.27	0.74	0.67	0.67	0.44
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )/face	25.12	18.88	14.79	14.79	3.58
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	26.40	19.68	15.16	15.16	13.56
$N^{bre}$ /par face	4HA16 +12HA14	4HA14 +12HA12	4HA14 +8HA12	4HA14 +8HA12	12HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.58	0.92	0.83	0.83	0.55
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.8	1.8	1.8	1.8	0.60
$A_h^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	2.01	2.01	2.01	2.01	1.01
$N^{bre}$ /par face	4T8	4T8	4T8	4T8	2T8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	25

Tableau 5.17 : Récapitulation du ferrailage du voile V3

Niveau	Sous sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5 <sup>ème</sup> étage	6, 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage+ cage d'escalier
L(cm)	400	400	400	400	400
e(cm)	20	20	20	20	20
M(KN.m)	-227.16	-2169.74	-1278.59	-955.79	99.79
N(KN)	3783.19	2224.78	1606.07	929.15	197.32
Section	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée
V(KN)	915.30	524.98	356.64	201.55	25.67
$\tau=1.4xv/bxd$ (Mpa)	1.78	1.02	0.69	0.39	0.05
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )/face	49.42	45.14	27.12	17.21	4.90
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12	12	12	12	12
$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	49.60	49.60	29.52	27.12	27.12
$N^{bre}$ /par face	8HA20 +16HA14	8HA20 +16HA14	6HA14 +18HA12	24HA12	24HA12
$S_t$ (cm)	20	25	20	25	25
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	2.22	1.28	0.87	0.49	0.06
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	1.57	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par face	2T12	2T10	2T8	2T8	2T8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.18 : Récapitulation du ferrailage du voile V4

Niveau	Sous sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2, 3 <sup>ème</sup> étage	4, 5 <sup>ème</sup> étage	6, 7 <sup>ème</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage
L(cm)	100	100	100	100	100
e(cm)	20	20	20	20	20
M(KN.m)	-296.14	236.95	50.17	30.30	-31.56
N(KN)	735.36	333.52	368.83	189.44	114.01
Section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V(KN)	70.71	75.04	71.67	46.31	81.62
$\tau=1.4xv/bxd$ (Mpa)	0.52	0.55	0.53	0.34	0.60
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )/face	11.23	8.73	6.78	3.50	2.27
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	12.56	9.05	9.05	4.52	4.52
$N^{bre}$ /par face	4HA16 +4HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.69	0.73	0.70	0.45	0.79
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	1.00	1.00	0.60
$A_h^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par face	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

Remarque : Vue qu'on a deux voiles de 1m (voile V4) dans les deux sens xx et yy et que les sollicitations applicables sont presque les mêmes alors leur ferrailage sera confectionné de la même façon.

#### Exemple de schéma de ferrailage -V3-

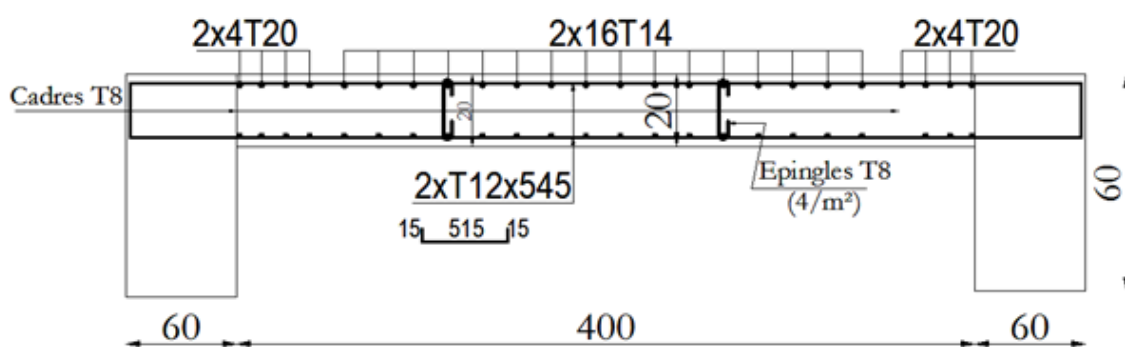


Figure 5.7 : Schéma de ferrailage du voile V3 au niveau sous-sol

# Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

## 6.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

## 6.2. Choix de types des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.2bar à une profondeur de 4.13 m.  
D'après le **RPA99/2003 (article10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓  $G + Q + E.$
- ✓  $0.8G \mp E.$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 et CBA

- ✓  $1.35G+1.5Q$
- ✓  $G+Q$

## 6.3. Etude des fondations

### 6.3.1. Vérification de la semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000*.
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

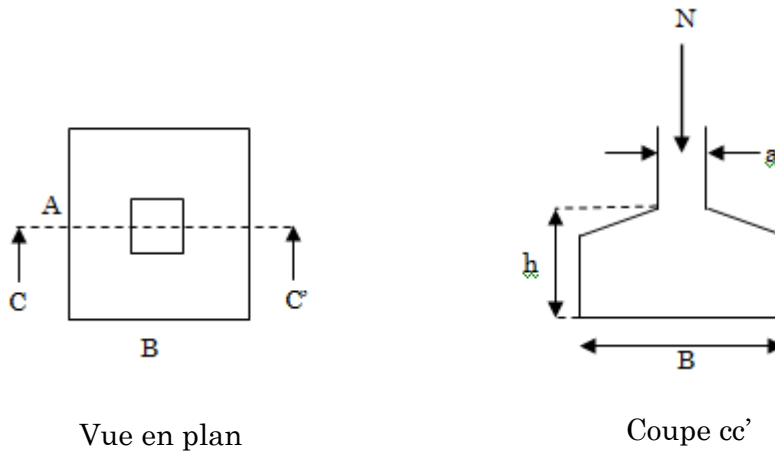


Figure 6.1 : Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $B \times B$ ), donc  $S = B^2$ .

$$N = 2085.007 \text{KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 1.2 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \quad \text{AN : } B = 4.168 \text{m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x varie entre 4m et 5m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### 6.3.2. Vérification de la semelle filante

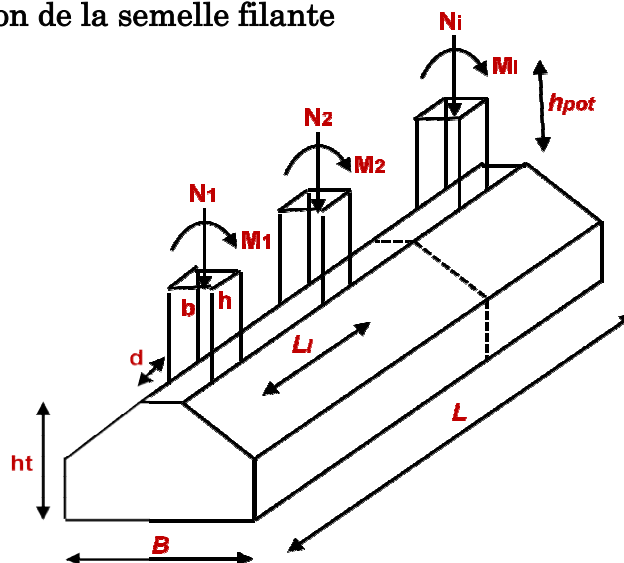


Figure 6.2 : Semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 128.362 \text{ KN}, \quad N_2 = 1304.467 \text{ KN},$$

$$N_3 = 441.314 \text{ KN}, \quad N_4 = 1925.307 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1710.372 \text{ KN}, \quad N_6 = 1710.372 \text{ KN},$$

$$N_7 = 1315.01 \text{ KN}, \quad N_8 = 501.639 \text{ KN}.$$

$$\sum N_i = 9036.843 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9036.843}{120 \times 23.50} = 3.20 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

D'après ses résultats et le rapport de sol en passe directement à un radier général.

### 6.3.3. Radier générale

Comme on a deux blocs des caractéristiques déferents (poids, surface, hauteur...etc.).Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures.

#### 6.3.3.1. Pré dimensionnement

Dans notre cas on a deux blocs

**Bloc A (R+2) :**

$$N_{S1} = 3228.016 \text{ KN},$$

**Bloc B (R+8) :**

$$N_{S2} = 49650.946 \text{ KN},$$

$$\Rightarrow N_S = N_{S1} + N_{S2} = 52878.962 \text{ KN}$$

- **La condition de coffrage**

✓ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max} = 5.05m$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h \geq 50.5cm$  soit :  $h_t = 55cm$

✓ **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$h_r \geq 25.25cm$  Soit :  $h_r = 30cm$

La hauteur de la nervure  $h_t = 55cm$

La hauteur du radier  $h_r = 30cm$

- **Surface du radier**

$$\frac{N'}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N'}{\sigma_{sol}}$$

$$N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$N_s = 52878.962 \text{ KN}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.3 \times 478.29669 = 3587.225 \text{ KN}$$

$$P_{nervures} = 25 \times 0.7 \times 0.25 \times 209.06 = 914.63 \text{ KN}$$

$$N' = 52878.962 + 3587.225 + 914.63 = 57380.82 \text{ KN}$$

$$S_{bat} = 478.296 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \geq \frac{57380.82}{120} = 478.2 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} > S_{bat}$$

Donc on prend  $S_{rad} = S_{bat} = 478.296 \text{ m}^2 \rightarrow$  On n'a pas besoin de débord

### Les vérifications nécessaires

#### ▪ Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.74 m

S : surface totale du bâtiment = 478.296m<sup>2</sup>

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10kN/m<sup>3</sup>

$$P = 1.5 \times 3.74 \times 478.296 \times 10 \text{ KN} = 26832.40 < N = 57380.82 \text{ KN}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ▪ Vérification du poinçonnement

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : Effort normal de calcul,

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$h$  : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

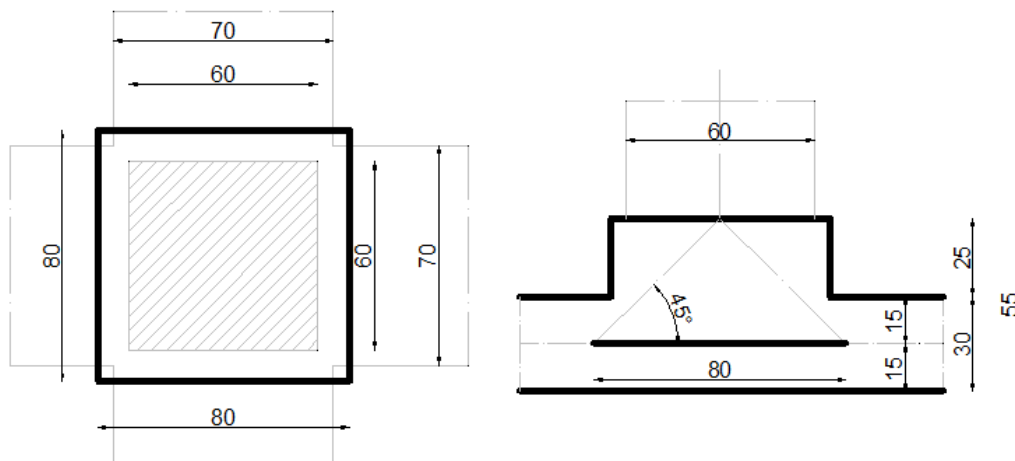


Figure 6.3 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentré

$$\mu_c = (A+B) \times 2 = 3.20 \text{ m}$$

$N_u = 4401.365 \text{ KN}$  sous la combinaison G+Q+Ey joint N° 72

$$N_u = 4.40 \text{ MN} \leq Q_u = 0.045 \times 3.2 \times 0.3 \times \frac{25}{1} = 10.8 \text{ MN} \quad \text{la condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

D'après le programme **AUTOCAD** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 14730 \text{ m}^4, \quad X_G = 11.81 \text{ m}, \quad M_x = 120\,299.735 \text{ KN m (les 2 blocs)}$$

$$I_y = 25308 \text{ m}^4, \quad Y_G = 15.66 \text{ m}, \quad M_y = 30\,600.7079 \text{ KN m (les 2 blocs)}$$

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

➤ **sens xx :**

$$\sigma_1 = \frac{57.38}{478.296} + \frac{120.299 \times 15.66}{14730} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{57.38}{478.296} - \frac{120.299 \times 15.66}{14730} = 0.007 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.24 + 0.007}{4} = 0.18 \text{ MPa} > \sigma_{\text{sol}} = 0.12 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens x-x n'est pas vérifiée

➤ **sens y-y:**

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{57.38}{478.296} + \frac{30.6007 \times 11.81}{25308} = 0.13 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = \frac{57.38}{478.296} - \frac{30.6007 \times 11.81}{25308} = 0.1 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.13 + 0.1}{4} = 0.12 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.12 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens y-y est vérifiée.

On voit que la contrainte moyenne est vérifiée selon le sens y-y et n'est pas vérifiée dans le sens x-x donc on doit augmenter la surface du radier jusqu'à :

$$S_{\text{rad\_corri}} = S_{\text{radier}} \cdot 0.18 / 0.12 = 717.43 \text{ m}^2$$

▪ **Vérification de la stabilité au renversement :**



Selon (Article 10.1.5) [1], on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centre de la base des éléments de fondation résistants au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{57.38}{120.29} = 0.48m < \frac{22}{4} (= 5.5m)$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{57.38}{30.6007} = 1.87m < \frac{22.4}{4} (= 5.6m)$$

▪ **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  $b = 1\text{m}$  et  $d = 0,9h_r = 0,9 \times 0,3 = 0,27\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\text{max}} \cdot b}{2S} \quad \Rightarrow \quad V_u = \frac{72880,18 \times 4,75 \times 1}{2 \times 717,43} = 241,26\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0,89\text{MPa} < 2,5\text{MPa}$$

### 6.3.3.2. Ferrailage du radier générale

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, soulagée du poids propre du radier et des nervures ( $G_{\text{min}}$ ).

#### a. Calcul des sollicitations

➤ **A l'ELU :**

$$N_u = 72880,18\text{ KN}$$

$$W_{\text{radier}} = 3587,225\text{ KN}$$

$$W_{\text{nervures}} = 914,63\text{KN}$$

$$N_{u\text{ calcul}} = N_u - W_{\text{radier}} - W_{\text{nervures}} = 68378,32\text{ KN}$$

$$S_{\text{radier corrigée}} = 717,43\text{m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{68378,32}{717,73} = 95,27\text{KN/m}^2$$

$$L_x = 4,7 ; L_y = 4,75$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{4.75} = 0.99 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0376 \times 95.27 \times 4.7^2 = 79.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 77.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} \quad \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 59.34 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 57.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \quad \begin{cases} M_{ax} = -0.5 M_x = -39.56 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 M_y = -39.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### b. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

#### Condition de non fragilité :

Pour des HAFeE400  $\rho_0 = 0.0008$ .

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée} \quad \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times b \times h_r \times \frac{(3-\rho)}{2} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 \times \frac{(3-0.99)}{2} = 2.41 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui} : A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.02 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci dessous :

Tableau 6.1 : Sections de ferrailage

Localisation		$M_t$ (KN.m)	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	X_X	59.34	7.1	2.41	4HA16=8.04
	Y_Y	57.98	6.94	2.4	4HA16=8.04
Appui		39.56	2.82	3.2	2HA14=3.08

### c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

**Sens x-x**

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$v_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{95.27 \times 4.7}{2} = 223.88KN$$

$$\tau_U = 0.44MPa \leq 2.5MPa$$

**Sens y-y**

$$v = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 149.75KN$$

$$\tau_U = 0.59MPa \leq 2.5MPa$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

**➤ A l'ELS**

$$N_s = 52878.962 \text{ KN}$$

$$W_{\text{radier}} = 3587.225 \text{ KN}$$

$$W_{\text{nervures}} = 914.63KN$$

$$N_s \text{ calcul} = N_s - W_{\text{radier}} - W_{\text{nervures}} = 48377.107 \text{ KN}$$

$$S_{\text{radier corrigée}} = 717.43m^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{48377.1}{717.73} = 67.43KN/m^2$$

$$L_x = 4.7m \quad ; \quad L_y = 4.75m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{4.75} = 0.99 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_{xELS} = 0.0449 \\ \mu_{yELS} = 0.9847 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0449 \times 67.43 \times 4.7^2 = 66.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 65.85KN.m$$

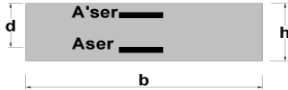
$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 50.16KN.m \\ M_{ty} = 0.75M_y = 49.40KN.m \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = -0.5 M_x = -33.44KN.m \\ M_{ay} = -0.5M_x = -33.44KN.m \end{cases}$$

➤ Exemple de calcul

Calcul du ferrailage en flexion simple sections rectangulaires à l'ELS

Données			
$M_{ser} =$	5.01	[t.m]	Moment à l'ELS
$b =$	1.00	[m]	largeur de la section
$d =$	0.25	[m]	Hauteur utile de la section
$h =$	0.30	[m]	Hauteur de la section
$f_{c28} =$	25.00	[MPa]	Contrainte caractéristique du béton en compression à 28 jours
$\sigma_{bcmax} =$	15.00	[MPa]	Contrainte limite du béton comprimé à l'ELS
$f_e =$	400.00	[MPa]	Limite élastique des aciers Fe 400
$\sigma_{smax} =$	161.31	[MPa]	Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS très préjudiciable
$E_s =$	200000	[MPa]	module d'élasticité de l'acier



Calcul du ferrailage à l'ELS (fissurations très préjudiciables) BAEL 91 mod 99			
$\mu =$	0.149		
$\cos \varphi =$	0.812	[mm]	$\cos \varphi = \frac{1}{(1 + \mu) * \sqrt{(1 + \mu)}}$
$\varphi =$	0.62349	[rad]	$\mu = \frac{30 * M_{ser}}{(b * d^2 * \sigma_{smax})}$
$\alpha =$	0.334		$\alpha = 1 + 2 * \sqrt{(1 + \mu) * \cos(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3})}$
$k =$	0.0335		$k = \frac{\alpha}{15 * (1 - \alpha)}$
$1000\rho =$	5.5923		$\rho = \frac{1}{2} * \alpha * k$
$A_{ser} =$	13.98	[cm <sup>2</sup> ]	Section d'aciers tendus calculée
			$A_{ser} = \rho * b * d$
			$A_{sermin} = 0.23\% * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} / face$
$A_{ser} =$	3.75	[cm <sup>2</sup> ]	Section d'aciers tendus minimale
$A_{ser} adoptée =$	T14 esp 150 mm		section d'acier adoptée
			$As = 0.125\% . b . h . / face$
			$A_{ser} = 10.78$ [cm <sup>2</sup> ]

Figure 6.4 : Calcul des sections d'armature à l'ELS

Tableau 6.2 : Vérification des contraintes

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
X-X	Travée	50.1	13.98	3.75	7HA16=14.07	77913.2	8.37	5.39	160.34
	Appui	33.44	9.14	3.75	7HA14=10.78	56337.3	7.05	4.18	159.59
Y-Y	Travée	49.4	13.78	3.75	7HA16=14.07	77913.2	8.37	5.31	158.09
	Appui	33.44	9.14	3.75	7HA14=10.78	56337.3	7.05	4.18	159.59

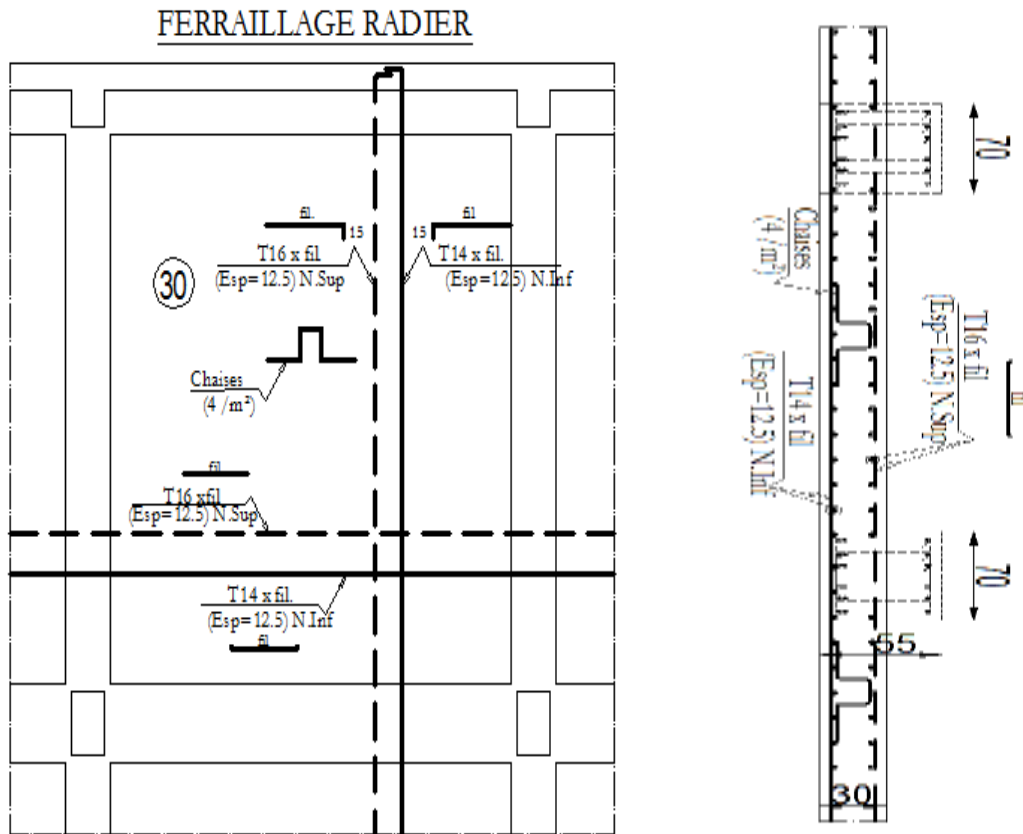


Figure 6.5 : Ferraillage du radier

➤ **Les nervures**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

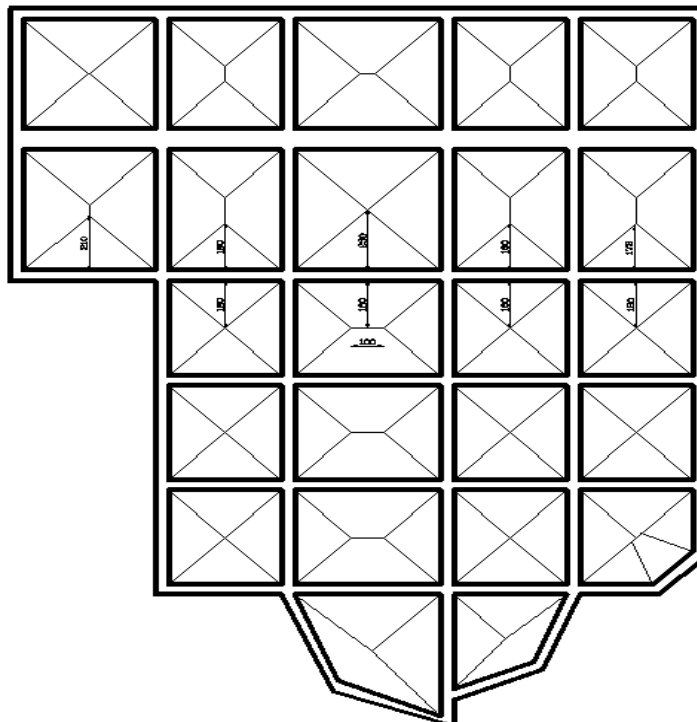


Figure 6.6 : Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réel.

- $P_v$  : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réel.

### Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right]$$

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right]$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad \text{et} \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

### Charge triangulaire

$$P_v = P_m = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

### • Calcul des sollicitations

#### Moments aux appuis

$$\mathbf{M}_a = \begin{cases} \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} & \text{appui intermediaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$$

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

#### Moment en travée

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Sens transversale X-X :

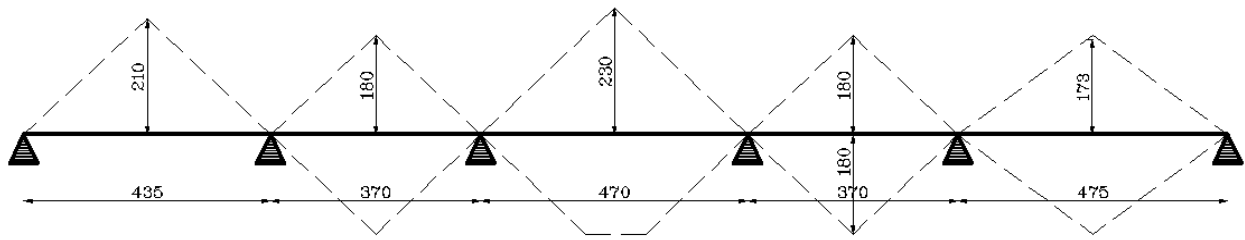


Figure 6.7 : Schéma statique de la nervure dans le sens X-X

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

➤ ELU

Tableau 6.3 : Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU sens XX

Travée	L <sub>x</sub> (m)	L' <sub>x</sub> (m)	P (KN)	Ma (KN/m)	X (m)	Mt (KN/m)
A_B	4.35	4.35	207.21	-73.52	1.61	267.34
B_C	3.7	2.96	402.52	-512.58	1.62	455.17
C_D	4.7	3.76	343.85	-414.90	2.20	316.26
D_E	3.7	2.96	402.52	-762.01	2.03	415.23
E_F	4.75	4.75	343.77	<b>-145.43</b>	2.84	<b>625.95</b>

➤ ELS

Tableau 6.4 : Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS sens XX

Travée	L <sub>x</sub> (m)	L' <sub>x</sub> (m)	P (KN)	Ma (KN/m)	X (m)	Mt (KN/m)
A_B	4.35	4.35	147.40	-52.30	1.61	189.97
B_C	3.7	2.96	286.33	-365.17	1.62	323.78
C_D	4.7	3.76	245.31	-295.14	2.20	226.39
D_E	3.7	2.96	286.33	-542.58	2.03	295.37
E_F	4.75	4.75	244.54	<b>-103.45</b>	2.84	<b>445.06</b>

Sens longitudinale Y-Y :

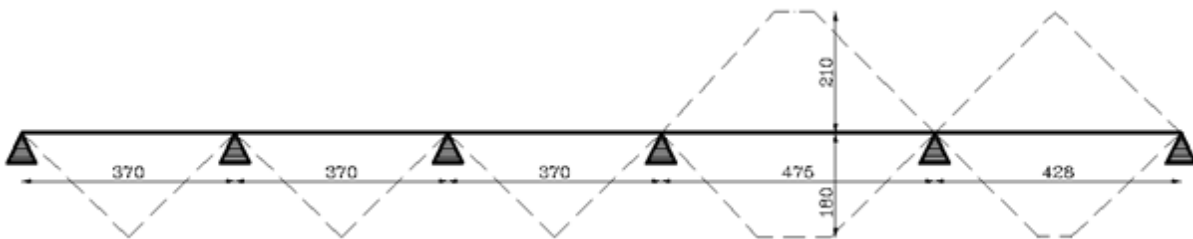


Figure 6.8 : Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**ELU :**

**Tableau 6.5 : Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU sens YY**

Travée	L <sub>x</sub> (m)	L' <sub>x</sub> (m)	P (KN)	Ma (KN/m)	X (m)	Mt (KN/m)
A_B	4.28	4.28	278.21	-95.56	1.78	440.72
B_C	4.75	3.8	252.85	<b>-428.72</b>	2.19	<b>509.30</b>
C_D	3.7	2.96	176.25	-321.02	1.90	-110.61
D_E	3.7	2.96	176.25	-396.15	2.20	106.87
E_F	3.7	3.7	352.50	-90.48	2.15	421.40

**ELS :**

**Tableau 6.6 : Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS sens YY**

Travée	L <sub>x</sub> (m)	L' <sub>x</sub> (m)	P (KN)	Ma (KN/m)	X (m)	Mt (KN/m)
A_B	4.28	4.28	197.91	-67.97	1.78	313.51
B_C	4.75	3.8	181.65	<b>-304.97</b>	2.19	<b>366.49</b>
C_D	3.7	2.96	125.37	-230.05	1.90	-78.68
D_E	3.7	2.96	125.37	-281.80	2.21	75.34
E_F	3.7	3.7	250.75	-64.36	2.15	299.76

**Ferraillage des nervures :**

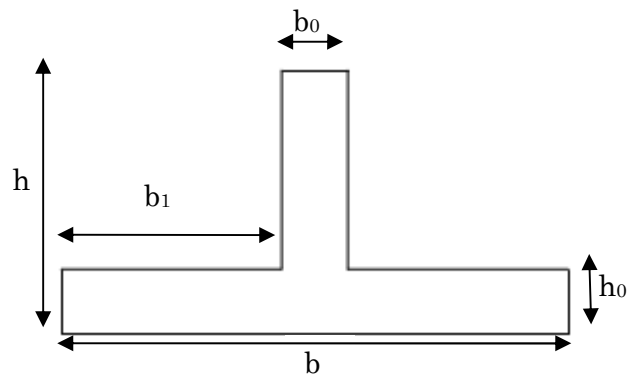
$$h=55\text{cm},$$

$$b_0=60\text{cm},$$

$$h_0=30\text{cm},$$

$$d=50\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \text{ et } b = 2b_1 + b_0 \rightarrow b_1 = 70\text{cm}$$



**Tableau 6.7 : Sections de ferraillage des nervures**

Localisation		M <sub>U</sub> (KN.m)	A <sub>sca1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )
X_X	Travée	625.95	39.6	4.22	14HA20=43.98
	Appui	-145.43	8.53	4.22	7HA14=10.78
Y_Y	Travée	509.30	31.73	4.22	7HA25=34.36
	Appui	428.72	26.38	4.22	14HA16=28.15

**a. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.7 \times 0.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.22\text{cm}^2$$

$$M_{tu} = f_{bu} \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.7 \times 0.4 \times \left(0.5 - \frac{0.3}{2}\right) = 1391.6\text{KN.m} > M_u$$

On voit que  $M_{tu} > M_u$  dans les deux sens  $\Rightarrow$

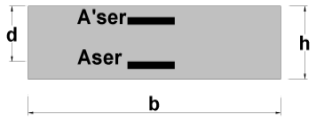
La nervure sera calculée comme une section rectangulaire  $b \cdot h$ .



✓ Exemple de calcul

Calcul du ferrailage en flexion simple sections rectangulaires à l'ELS

Données			
$M_{ser} =$	44.50	[t.m]	Moment à l'ELS
$b =$	0.70	[m]	largeur de la section
$d =$	0.50	[m]	Hauteur utile de la section
$h =$	0.55	[m]	Hauteur de la section
$f_{c28} =$	25.00	[MPa]	Contrainte caractéristique du béton en compression à 28 jours
$\sigma_{bcmax} =$	15.00	[MPa]	Contrainte limite du béton comprimé à l'ELS
$f_e =$	400.00	[MPa]	Limite élastique des aciers Fe 400
$\sigma_{smax} =$	161.31	[MPa]	Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS très préjudiciable
$E_s =$	200000	[MPa]	module d'élasticité de l'acier



Calcul du ferrailage à l'ELS (fissurations très préjudiciables) BAEL 91 mod 99			
$\mu =$	0.473		
$\cos \varphi =$	0.559	[mm]	$\cos \varphi = \frac{1}{(1 + \mu) * \sqrt{(1 + \mu)}}$
$\varphi =$	0.97712	[rad]	$\mu = \frac{30 * M_{ser}}{(b * d^2 * \sigma_{smax})}$
$\alpha =$	0.523		$\alpha = 1 + 2 * \sqrt{(1 + \mu) * \cos(\frac{4\pi + \varphi}{3})}$
$k =$	0.0730		$k = \frac{\alpha}{15 * (1 - \alpha)}$
$1000\rho =$	19.0906		$\rho = \frac{1}{2} * \alpha * k$
$A_{ser} =$	66.82	[cm <sup>2</sup> ]	Section d'aciers tendus calculée $A_{ser} = \rho * b * d$
			$A_{sermin} = 0.23\% * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} / \text{face}$
$A_{ser} =$	4.81	[cm <sup>2</sup> ]	Section d'aciers tendus minimale $As = 0.125.\% * b * h. / \text{face}$
$A_{ser \text{ adoptée}} =$	14HA25		section d'acier adoptée $A_{ser} = 68.72$ [cm <sup>2</sup> ]

Figure 6.9 : Sections de ferrailage des nervures calculé à l'ELS

Tableau 6.8 : Sections de ferrailage et vérifications des contraintes

Sens	Localisation	Mser (KN.m)	A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
X-X	Travée	445.06	66.82	4.81	14HA25=68.72	1004340	26.37	11.70	157.14
	Appui	103.45	14.01	4.81	7HA16=14.07	337096	14.6	4.33	157.
Y-Y	Travée	366.49	54.19	4.81	12HA25=58.92	875496	24.4	10.22	160.23
	Appui	304.06	44.44	4.81	10HA20=49.09	819905	23.57	8.74	146.95

Tableau 6.9 : Schéma de ferrailage des nervures

Sens	Schéma de ferrailage des nervures	
	Travée	Appui
X-X	<p><b>1-1</b></p>	<p><b>2-2</b></p>
	<p><b>3-3</b></p>	<p><b>4-4</b></p>

### 6.4. Voile périphérique

Selon **RPA99**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toute fois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol. Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc. Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ Épaisseur  $\geq 15\text{cm}$  ;

- ✓ les armatures sont constituées de deux nappes
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

- **Dimensionnement des voiles**

La hauteur  $h=3.74$  m

La longueur  $L=5.05$ m

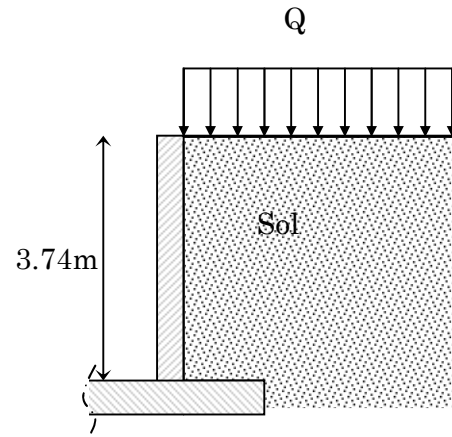
L'épaisseur  $e=15$  cm

- **Caractéristique de sol :**

Poids spécifique  $\gamma_h=19.42$  KN/m<sup>3</sup>

Ongle de frottement  $\phi = 19^\circ$

Cohésion  $c=0.84$ KN/m<sup>2</sup>



**Remarque :** Pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

#### 6.4.1. Evaluation de charge et surcharge

Le voile périphérique est soumis à :

**La poussée des terres :**

$$G = h * (\gamma * tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 * c * tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) = 42.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec  $c = 0 \Rightarrow G = 36.95 \text{ KN/m}^2$

**b. Charge due à la surcharge :**

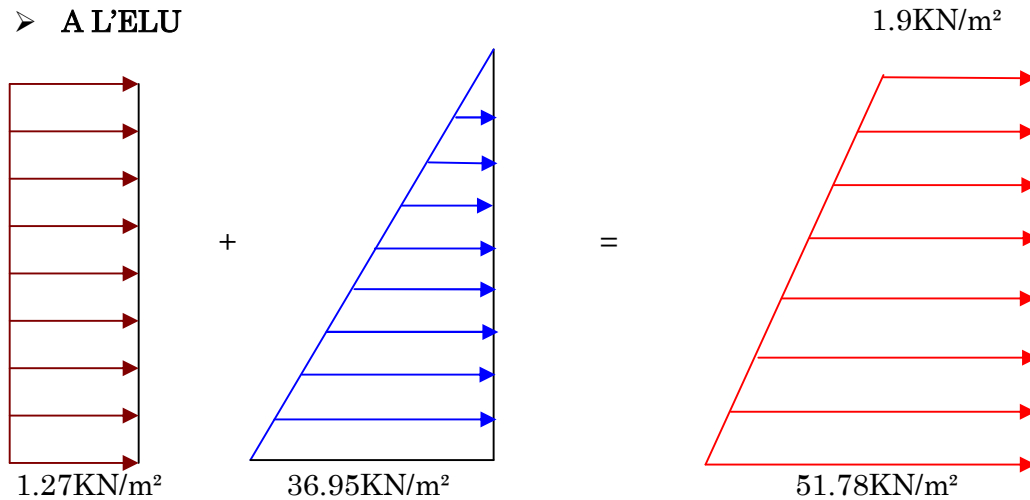
$$Q = q * tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$q = 2,5 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 1.27 \text{ KN/m}$

### 6.4.2. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ A L'ELU



Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.74 \text{ m} ; L_y = 5.05 \text{ m}, E_p = 0.15 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.74 > 0.4 \longrightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 51.78 + 1.9}{4} = 39.31 \text{ KPA}$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 39.31 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0633 \times 39.31 \times 3.74^2 = 34.80 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 17.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 29.58 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 14.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_x = 17.40 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_x = 17.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{\min} = 0.1\% b \cdot h$  .....condition exigée par le RPA.

**Tableau 6.10 : Sections de ferrailage**

	Sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
travée	X_X	29.58	0.016	0.020	0.128	6.64	1.5	6HA12=6.79	15
	Y_Y	14.6	0.060	0.077	0.126	3.32	1.5	5HA10=3.90	20
Appui		17.4	0.0725	0.094	0.125	4.00	1.5	6HA12=6.79	15

- **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.356\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible  $v_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{51.78 \times 5.05}{2} = 130.74 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

### ➤ A L'ELS

$$\sigma_{\min} = Q = 1.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 38.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 38.22 + 1.27}{4} = 28.98 \text{ KPA}$$

$$q_s = 28.98 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0696 \times 28.98 \times 3.74^2 = 28.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 17.81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 23.97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 15.138 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis  $\begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_x = 11.98KN.m \\ M_{ay} = 0.5 M_x = 11.98KN.m \end{cases}$

- Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240MPa \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

Tableau 6.11 : Vérification des contraintes

Localisation		$M_{ser}$ (KN.m)	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X_X	23.97	0.0385	0.78	1.18	15	39.85	240	Vérifier
	Y_Y	15.138	0.03	0.51	0.94	15	41.40	240	Vérifier
Appui		11.98	0.0385	0.78	0.59	15	19.92	240	Vérifier

### 6.4.3. Schéma de ferrailage

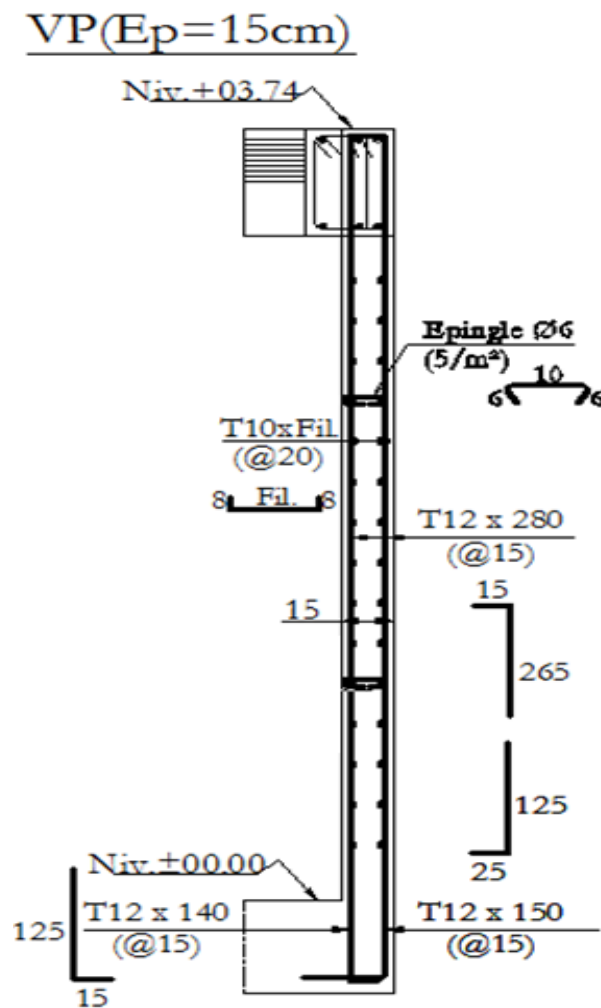


Figure 6.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

# Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusion. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Pour les structures comportant des sous-sols, l'hypothèse de boite rigide et d'encastrement en niveaux du RDC dans la modélisation n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sols peut influencer largement le comportement dynamique de la structure. Ceci s'est vérifié dans le cas du bloc B. A cet effet, la prise en compte des sous-sols dans la modélisation, reproduirais mieux le comportement réel des structures.
- Le choix de la disposition des voiles de contreventement joue un rôle déterminant dans le comportement de la structure à ne pas négliger, et un facteur de réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de sections du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

***Savoir pour prévoir, prévoir pour agir***

# *Bibliographie*

---

- Règle parasismiques algériennes (RPA99 /version2003).
- Document technique réglementaire D.T.R, charges et surcharges permanentes et d'exploitations, édition CGS, octobre 1988.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes (BEAL 91) édition Eyrolles, Troisième édition 2000 et le révisées 99.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Mohamed Yacin benfoudile « ferrailage portique et voile »
- Règles pour le calcul des fondations superficielles unifié (DTU 13.12).

## Autre documents consultés

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'étude.