



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

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

### **Mémoire**

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil  
**Option** : Matériaux et Structure

### **Thème**

## **ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+SOUPENTE+SOUS-SOL) A USAGE D'HABITATION ET BUREAUX**

**Réalisé par**

MR. BOUANANI NASSIM

MR. TAGUELMIMT FAWZI

**Encadré par**

MR. BANOUNE

**DEVANT LE JURY COMPOSE DE :**

M<sup>ME</sup>. LAOUBI

MR. HAMOUCHE

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers **Parents** qui m'ont soutenu et encouragés tout au long de ma scolarité.*

*A mes frères **Nadir, Rafik, Hichem, Reda** et à ma sœur **Sabrina** et son mari **Bilel**.*

*A mes neveux **Walid, Anis, Mehdi** et mes nièces **Lyna** et **Maya** sans oublier bien sûr leurs mamans.*

*A toute ma famille : mes tantes, mes oncles, mes cousins et cousines.*

*A tous mes amis **Jaky, Zizou, Nabo, Amine<sup>2</sup>, Dr bentwabete, Massi, Fifi, Lebjaoui, Walas, Chicha, Mouka, La brésilienne, Aghate, Pekman, Elfoukma, Dida, Melissa, Rafik(mimi), Aamer, et en particulier Rosa**.*

*A toute la famille du **croissant rouge** de Bejaia.*

*A mon binôme **Nassim** et à toute sa famille.*

*A tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près durant mes études.*

**Fouzi**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers **Parents** qui m'ont soutenus et encouragés tout au long de ma scolarité.*

*A mon frères **Md Seghir** , et à ma sœur **Lamia, Saida** et son mari **Moussa**.*

*A mes cousin **Djebar, Yacin, Zaid** sans oublier bien sûr leurs parent .*

*A toute ma famille : mes tantes, mes oncles, mes cousins et cousines.*

*A tous mes amis **Riad, Abedenour, Younes, Mouhend, Idir<sup>2</sup>, Taher, Sofiane, Boualem, Rafik(mimi), Amar offchire, Zahra ,Zahwa, Nabil<sup>2</sup>, Fares , Atmane, Nassim<sup>2</sup>, Massi, Ali, Kamel, CHRIKI ,Fouad** et en particulier ma chère amie **Romaissa***

*A toute la famille du **croissant rouge** de Bejaia.*

*A mon binôme **Fouzi** et à toute sa famille.*

*A tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près durant mes études.*

**Nassim**

## **Remerciements**

*Nos vifs remerciements vont d'emblée à Dieu tout puissant qui nous a doté d'une grande volonté et d'un savoir adéquat pour mener à bien ce modeste travail.*

*Nos remerciements sont adressés également à nos chers parents pour tous les sacrifices consentis à notre égard et leur énorme soutien.*

*A tous nos proches amis*

*A notre encadreur, en l'occurrence **Mr BANOUNE Brahim** qui nous a inculqué une grande confiance et nous a orienté dans le bon sens quant à l'élaboration de ce projet.*

*Toute notre reconnaissance au bureau d'étude **AXXAM**, pour leur accueil et à la confiance qu'ils nous ont accordé dès notre arrivée.*

*A notre cher ami, l'ingénieur **Mr BERBOUCHA Othmane**. Qui nous a beaucoup aidés tout au long de la mise en œuvre de notre travail.*

*Aux membres de la commission qui jugeront notre travail.*

*A tous nos enseignants et les membres du département des sciences de gestion de l'université de BEJAIA.*

# TABLE DES MATIERES

<b>CHAPITRE 1</b>	<b>GENERALITES.....</b>	<b>1</b>
1.1	PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
1.1.1	Description Architecturale.....	1
1.1.2	Description Structurales.....	2
1.2	REGLEMENTS ET NORMES UTILISES.....	3
1.3	LES ETATS LIMITES .....	4
1.3.1	Définition .....	4
A)	ETAT LIMITE ULTIME (ELU).....	4
B)	ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS).....	4
1.4	LES ACTIONS [4].....	4
1.4.1	Valeurs caractéristiques des actions .....	4
1.4.2	Valeurs De Calcul Des Actions.....	5
A)	COMBINAISON D'ACTION A L'ELU .....	5
B)	COMBINAISON D'ACTION A L'E L S.....	6
C)	COMBINAISONS DE CALCUL.....	6
1.5	LES MATERIAUX (ACIER ET BETON).....	7
1.5.1	Béton.....	7
A)	RESISTANCE CARACTERISTIQUE EN COMPRESSION $f_{cj}$ .....	7
B)	RESISTANCE A LA TRACTION $f_{tj}$ .....	8
C)	CONTRAINTE ULTIME DE CISAILLEMENT (DE BETON).....	8
D)	MODULE DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON.....	8
1.5.2	L'acier .....	9
1.6	VERIFICATION DES SECTIONS SOUS CONTRAINTES NORMALES-ELU.....	10
1.6.1	Hypothèses fondamentales de calcul .....	10
1.6.2	Conditions imposées par l'ELU.....	11
1.7	VERIFICATION DES SECTIONS SOUS CONTRAINTES NORMALES-ELS .....	12
1.7.1	Hypothèses de calcul .....	12
1.7.2	Conditions imposées par l'ELS .....	12
A)	ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON .....	12
B)	ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES .....	13
<b>CHAPITRE 2</b>	<b>.....</b>	<b>14</b>
<b>CHARGES ET SURCHARGES.....</b>	<b>.....</b>	<b>14</b>
2.1	INTRODUCTION.....	14
2.2	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	14
2.2.1	Pré Dimensionnement des éléments non structuraux .....	14
2.2.2	Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	25
2.2.3	Les voiles.....	35

<b>CHAPITRE 3 .....</b>	<b>37</b>
3.1 ETUDE DES PLANCHERS.....	37
3.1.1 Définition .....	37
3.1.2 Calcul des poutrelles.....	38
3.1.3 Ferrailage des poutrelles .....	55
3.1.4 Etude des escaliers .....	67
3.1.5 ETUDE DES DALLES PLEINE .....	87
3.1.6 Étude de chaînages.....	97
3.1.7 Etude de l'ascenseur .....	101
<b>CHAPITRE 4 .....</b>	<b>112</b>
<b>ETUDE DYNAMIQUE.....</b>	<b>112</b>
4.1 INTRODUCTION.....	112
4.2 METHODES DE CALCUL.....	113
4.2.1 Méthode statique équivalente .....	113
4.2.2 Les méthodes dynamiques.....	116
4.2.3 Description du logiciel SAP 2000 .....	118
4.2.4 Caractéristiques géométriques de la structure .....	118
4.2.5 Disposition des voiles .....	119
4.2.6 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique données par SAP2000.....	121
4.3 CONCLUSION .....	130
<b>CHAPITRE 5</b>	<b>ETUDE DES ELEMENTS</b>
<b>STRUCTURAUX .....</b>	<b>131</b>
5.1 INTRODUCTION.....	131
5.2 ÉTUDE DES POTEAUX.....	131
5.2.1 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1) .....	132
5.2.2 Ferrailage des poteaux.....	135
5.2.3 Vérifications.....	138
5.2.4 Disposition constructive des poteaux.....	141
5.2.5 Schéma de ferrailage des poteaux .....	142
5.2.6 Etude des poutres .....	144
5.2.7 Vérification des zones nodales .....	159
5.2.8 Etude des voiles .....	161
<b>CHAPITRE6 .....</b>	<b>180</b>
6.1 INTRODUCTION.....	180
6.2 CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS .....	180
6.3 CHOIX DE LA METHODE DE RENFORCEMENT DU SOL.....	180
6.3.1 Les colonnes ballastées.....	181
6.4 COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER.....	188
6.5 ETUDE DES FONDATIONS DE TYPE I.....	188
6.5.1 Les Vérifications .....	188
6.5.2 Ferrailage.....	193
6.5.3 Voile Adossé .....	202
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>206</b>

# LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	8
Figure 1-2 Diagramme contrainte-déformation à L'ELU .....	10
Figure 1-3 Diagramme des contraintes déformations pour les aciers. ....	11
Figure 2-1 Schéma d'une poutrelle .....	18
Figure 2-2 .....	18
Figure 2-3 Dimension de l'acrotère .....	19
Figure 2-4 Schéma de l'escalier .....	20
Figure 2-5 Type I : escalier I.1).....	20
Figure 2-6 Type II : escalier II.1).....	20
Figure 2-7 escalier I.2) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 2-8 escalier II.2).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 2-9 Schéma de l'escalier d'étage courant, RDC et soupenste .....	21
Figure 2-10 Schéma de l'escalier du soupenste .....	22
Figure 2-11 Schéma de l'escalier RDC .....	23
Figure 2-12 Schéma de l'escalier RDC .....	23
Figure 2-13 Plan de repérage des poteaux .....	27
Figure 2-14 Surfaces afférentes.....	28
Figure 3-1 disposition des poutrelles .....	38
Figure 3-2 Schéma d'une poutrelle .....	38
Figure 3-3 Appuis intermédiaires .....	40
Figure 3-4 Schéma d'une poutrelle à plusieurs travées .....	41
Figure 3-5 Schéma des diagrammes des efforts tranchants (méthode RDM) .....	42
Figure 3-6 Schéma de la poutrelle type (1) .....	44
Figure 3-7 Diagramme des moments fléchissant.....	45
Figure 3-8 Diagramme des efforts tranchants. ....	46
Figure 3-9 Poutrelle type 3.....	47
Figure 3-10 Poutrelle type 1 .....	55
Figure 3-11 Schéma d'une poutrelle en T.....	56
Figure 3-12 Schéma de Ferrailage des Poutrelles.....	66
Figure 3-13 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression. 66	
Figure 3-14 Schéma de l'escalier d'étage courant, RDC et soupenste .....	67

Figure 3-15 Réactions .....	68
Figure 3-16 Bande d'escalier étage courant.....	68
Figure 3-17 Schéma de l'escalier RDC .....	73
Figure 3-18 Schéma de chargement de l'escalier type2 .....	74
Figure 3-19 Bande d'escalier étage soupente.....	74
Figure 3-20 Réactions sous-sol.....	78
Figure 3-22 Bande d'escalier étage soupente.....	78
Figure 3-21 Schéma de l'escalier du sous-sol.....	78
Figure 3-23 Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant.....	81
Figure 3-24 Schéma de ferrailage de l'escalier de soupente et de rez de chaussée. .....	81
Figure 3-25 Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant.....	82
Figure 3-26 Poutre palière.....	82
Figure 3-27 Section a la torsion.....	84
Figure 3-28 Ferrailage de la poutre palière .....	86
Figure 3-29 Section à ferrailée de la dalle.....	87
Figure 3-31 Disposition des lignes de ruptures.....	88
Figure 3-30 1 <sup>er</sup> type de dalle pleine sur trois appuis.....	88
Figure 3-32 Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	91
Figure 3-33 Bande Dalle sur 2 appuis. ....	92
Figure 3-34 Ferrailage de la dalle sur deux appuis .....	94
Figure 3-35 Dalle sur un appui. ....	95
Figure 3-36 Dalle sur un appui. ....	96
Figure 3-37 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	100
Figure 3-38 Dimensionnement de dalle de l'ascenseur .....	102
Figure 3-39 Schéma représentant la surface d'impact.....	106
Figure 3-40 Vue en coupe du ferrailage de la dalle. ....	111
Figure 3-41 Schéma de ferrailage de la dalle.....	111
Figure 4-1 Disposition des voiles.....	119
Figure 4-2 Translations x-x.....	120
Figure 4-3 Translations y-y .....	120
Figure 4-4 Rotation autour de Z.....	121
Figure 5-1 Zone nodale.....	132
Figure 5-2 Section du poteau.....	139
Figure 5-3 zones nodales et de recouvrement .....	142
Figure 5-4 Schéma de ferrailage des poteaux .....	144
Figure 5-5 Dispositions constructives des portiques .....	146
Figure 5-6 2U superposés.....	146
Figure 5-7 Section de ferrailage des poutres principale 55.140 RDC.....	155
Figure 5-8 Section de ferrailage des poutres principale 30.50.....	155



Figure 5-9 Section de ferrailage des poutres principales terrasse30.50. ....	156
Figure 5-10 Section de ferrailage des poutres principales 40.60 .....	156
Figure 5-11Section de ferrailage des poutres secondaire RDC au 4 <sup>ème</sup> . ....	157
Figure 5-12 Section de ferrailage des poutres secondaire 5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> .....	157
Figure 5-13 Section de ferrailage des poutres secondaire terrasse.....	158
Figure 5-14 Section de ferrailage des poutres secondaire RDC au 4 <sup>ème</sup> .....	158
Figure 5-15 Section de ferrailage des poutres secondaire terrasse.....	159
Figure 5-16 Différents moments.....	159
Figure 5-17 Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	163
Figure 5-18 Disposition des voiles.....	164
Figure 5-19 ferrailage du Voile VX4 de (Soupente au 1 <sup>émé</sup> ) étage .....	179
Figure 6-1Coupe d'une colonne ballastée.....	182
Figure 6-2Ballast (gravier roulé 15/30 mm).....	182
Figure 6-3 Fond de fouille après réalisation des colonnes ballastées .....	182
Figure 6-4 Vues en plan d'une colonne .....	182
Figure 6-5Outillage de mise en œuvre .....	183
Figure 6-6 Fonçage au vibreur .....	183
Figure 6-7 Grue portant le vibreur à sas.....	183
Figure 6-8 Vibreur à sas .....	183
Figure 6-9 Principales techniques de renforcement des sols.....	184
Figure 6-10 Amélioration de sol par colonne ballastée selon le type de sol.....	184
Figure 6-11 Fonçage, compactage et finition.....	185
Figure 6-12 Remplissage.....	185
Figure 6-13Préparation .....	185
Figure 6-14 Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide .....	86
Figure 6-15Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.....	187
Figure 6-16 Semelle isolée de fondation type 1 .....	188
Figure 6-17 Semelle filante de fondation type 1 .....	189
Figure 6-18 .....	191
Zone de contact poteau radié type 1	
Figure 6-19 Dimensions de la dalle du radié .....	194
Figure 6-20 Schéma de ferrailage de radier type 1 .....	197
Figure 6-21 Schéma de ferrailage de la dalle de radier type 1.....	197
Figure 6-22 Section à ferrailer.....	199
Figure 6-23 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	205

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 $f_e$ en fonction du type d'acier.....	10
Tableau 2-1 Charge du plancher terrasse inaccessible.....	16
Tableau 2-2 Charge du plancher terrasse accessible.....	16
Tableau 2-3 Charge du plancher étage courant bureaux.....	16
Tableau 2-4 Charge du plancher étage courant habitation.....	17
Tableau 2-5 Evaluation des charges des dalles et balcons.....	18
Tableau 2-6 Evaluation des charges de murs extérieurs.....	18
Tableau 2-7 Poids des planchers.....	29
Tableau 2-8 Charge reprise par le poteau C2.....	30
Tableau 2-9 Calcul de la descente de charge.....	32
Tableau 2-10 Récapitulatif pour tous les poteaux.....	32
Tableau 2-11 Caractéristiques de poteaux.....	34
Tableau 3-1 Les Types de poutrelles.....	39
Tableau 3-2 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher terrasse accessible) .....	49
Tableau 3-3 Les sollicitations à ELU, poutrelle type1 (Plancher usage d'habitation). .....	49
Tableau 3-4 Les sollicitations à ELU, poutrelle type2 (Plancher usage bureaux)....	49
Tableau 3-5 Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher terrasse accessible) .....	50
Tableau 3-6 Les sollicitations à ELS Plancher usage d'habitation.....	50
Tableau 3-7 Les sollicitations à ELS Plancher usage bureaux.....	50
Tableau 3-8 Les sollicitations à ELU, poutrelle type2 (Plancher terrasse accessible) .....	51
Tableau 3-9 Les sollicitations à ELU Plancher usage habitation.....	51
Tableau 3-10 Les sollicitations à ELU Plancher usage bureaux.....	51
Tableau 3-11 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher terrasse accessible).....	51
Tableau 3-12 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher usage d'habitation) .....	52

Tableau 3-13 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher usage bureaux)..	52
Tableau 3-14 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4(Plancher terrasse accessible).....	52
Tableau 3-15 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (Plancher d'étage bureaux) .....	52
Tableau 3-16 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4(Plancher terrasse) .....	53
Tableau 3-17 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (Plancher bureaux) .....	53
Tableau 3-18 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5 Plancher bureaux .....	53
Tableau 3-19 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 5 Plancher d'étage .....	53
Tableau 3-20 sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse). .....	54
Tableau 3-21 sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher étage habitation). .....	54
Tableau 3-22 sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher étage bureaux).....	54
Tableau 3-23 Les sollicitations maximales des poutrelles .....	55
Tableau 3-24 Ferrailages des poutrelles .....	63
Tableau 3-25 Vérification des états limites de compression du béton. ....	64
Tableau 3-26 Vérification des états limites de déformation .....	65
Tableau 3-27 Calcul des charges de l'escalier.....	67
Tableau 3-28 Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant .....	68
Tableau 3-29 Vérification des contraintes.....	70
Tableau 3-30 Calcul des charges de l'escalier.....	73
Tableau 3-31 Résultat de ferrailage des escaliers étages services .....	74
Tableau 3-32 Vérification des contraintes.....	76
Tableau 3-33 Calcul de la flèche .....	77
Tableau 3-34 Calcul des charges de l'escalier.....	78
Tableau 3-35 Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant .....	79
Tableau 3-36 Vérification des contraintes.....	80
Tableau 3-37 Calcul de la flèche .....	81
Tableau 3-38 Les sollicitations de la poutre palière. ....	83
Tableau 3-39 ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	83
Tableau 3-40 Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis .....	89
Tableau 3-41 Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	92
Tableau 3-42 Ferrailage des poutres de chaînage. ....	94
Tableau 3-43 Ferrailage des poutres de chaînage. ....	97
Tableau 3-44 Calcul de la flèche .....	100
Tableau 3-45 Ferrailage de La dalle d'ascenseur .....	104
Tableau 3-46 Ferrailage dalle de l'ascenseur.....	108
Tableau 3-47 Résultat des calculs. ....	110

Tableau 4-1 Valeurs des pénalités $P_q$ .....	114
Tableau 4-2 Résumé des résultats. ....	118
Tableau 4-3 Période et taux de participation. ....	122
Tableau 4-4 Charges verticales reprises par les portiques et voiles. ....	123
Tableau 4-5 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles .....	124
Tableau 4-6 Charges verticales reprises par les portiques et voiles. ....	125
Tableau 4-7 Force sismique. ....	125
Tableau 4-8 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. ....	126
Tableau 4-9 Vérification des déplacements. ....	127
Tableau 4-10 Vérification a L'effet <b>P-<math>\Delta</math></b> . ....	129
Tableau 4-11 vérification de la résultante des forces. ....	129
Tableau 5-1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....	133
Tableau 5-2 Efforts revenant aux poteaux .....	135
Tableau 5-3 Armatures longitudinales adopté .....	136
Tableau 5-4 armature transversales .....	137
Tableau 5-5 Justification de l'effort normal réduit. ....	139
Tableau 5-6 Justification des contraintes .....	140
Tableau 5-7 Vérification des contraintes tangentielles .....	141
Tableau 5-8 les sollicitations les plus défavorables. ....	147
Tableau 5-9 Ferrailage longitudinal .....	148
Tableau 5-10 Vérification des contraintes tangentielles. ....	152
Tableau 5-11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. ....	152
Tableau 5-12 Vérification de l'état limite de compression. ....	153
Tableau 5-13 Vérification de la flèche pour les poutres. ....	154
Tableau 5-14 les moments résistant dans les poteaux .....	160
Tableau 5-15 Les moments résistant dans les poutres. ....	160
Tableau 5-16 Vérification de la zone nodale dans différent étage .....	161
Tableau 5-17 Récapitulation des efforts dans les voiles. ....	169
Tableau 5-18 Ferrailage des voiles $V_{x1}$ .....	170
Tableau 5-19 Ferrailage des voiles $V_{x2}$ .....	171
Tableau 5-20 Ferrailage des voiles $V_{x3}$ .....	172
Tableau 5-21 Ferrailage des voiles $V_{x4}$ .....	173
Tableau 5-22 Ferrailage des voiles $V_{y1}$ .....	174
Tableau 5-23 Ferrailage des voiles $V_{y2}$ .....	175
Tableau 5-24 Ferrailage des voiles $V_{y3}$ .....	176
Tableau 5-25 Ferrailage des voiles $V_{y4}$ .....	177
Tableau 5-26 Ferrailage des voiles $V_{y5}$ .....	178
Tableau 6-1 Résumé des résultats de ferrailage de radier .....	195

Tableau 6-2 vérification des contraintes de radier type 1. ....	196
Tableau 6-3 vérification des contraintes de radier.....	196
Tableau 6-4 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal .....	198
Tableau 6-5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal .....	198
Tableau 6-6 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	199
Tableau 6-7 Les moments Sens (x-x).....	200
Tableau 6-8 Les moments Sens (x-x).....	200
Tableau 6-9 vérification des contraintes des nervures de radier type 1. ....	201
Tableau 6-10 ferrailage des nervures .....	201
Tableau 6-11 Ferrailage des nervures de fondation type 1 .....	202
Tableau 6-12 Répartition des contraintes sur les voiles.....	203
Tableau 6-13 Section des armatures du voile périphérique. ....	204
Tableau 6-14 vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	205

# INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est parmi les pays les plus touchés par de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoués l'Algérie (partie nord) au cours des années précédentes, ont causé d'énormes pertes humaines et dégâts matériels.

Pour une meilleure prévention contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Réellement, une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élastoplastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure. La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (bureaux+ habitations) en R+8+sous-sol+soupende+terrasse accessible, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ.

On se base sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

# CHAPITRE 1

## GENERALITES

### 1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+8+soupende+terrasse accessible, avec sous-sol, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe 2B, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaïa, qui est classée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone IIa.

#### 1.1.1 Description Architecturale

Les dimensions du bâtiment sont :

- la longueur totale :  $L = 17.79\text{m}$  ;
- la largeur totale :  $I = 15.95\text{m}$  ;
- la hauteur totale :  $H = 37.91\text{m}$  ;
- la hauteur de sous-sol =  $3.40\text{m}$  ;
- la hauteur de rais de chaussée =  $4.25\text{m}$  ;
- la hauteur d'étage courant =  $3.40\text{m}$ .

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter dans notre cas, un contreventement mixte (portiques - voiles).



## 1.1.2 Description Structurales

**Les planchers :** seront constitué de corps creux, une dalle de compression en béton armé et d'un treillis soudé.

**L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

**Les escaliers :** les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

**Les façades et les cloisons :**

- les murs extérieurs et les murs de séparation seront réalisés en double parois de

Briques creuses séparé par une l'âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en plaques de plâtres :

- **Les plaques de plâtres**

- **Définition**

Les plaques de plâtres sont des panneaux composés d'un cœur à base de plâtre compris entre deux parements cartonnés. Il s'agit de panneaux légers destinés à la réalisation de système constructif pour le second œuvre, offrent une isolation acoustique et des propriétés ignifuges supérieures a celle de matériaux de construction classique.

Les plaques de plâtres sont fabriquées à base de plâtre de qualité supérieure dont le niveau de pureté est supérieur ou égale à 95%. Le processus de fabrication et soumis a des procédures strictes de contrôle de la qualité. [6]

- **Avantage**

- Légèreté, simplicité, rapidité et adaptabilité.
- Temps de main d'œuvre réduit.
- Solution thermique, acoustique et esthétique.
- Permet la décoration et les formes courbes.
- Respect de l'environnement.
- Finitions parfaites. [6]

- **Domaines d'applications**

- Cloisons sèches et doublages
  - Plafond suspendu
  - Éléments constructifs préfabriqués
  - Constructions neuves ou réhabilitation. [6]
- **Caractéristiques du produit**
- Apparence : papier couleur grise.
  - Epaisseur : 12.5, 15 et 18mm.
  - Largeur : 1200mm
  - Longueur : 2400mm / 2800mm / 3000mm
  - Poids :
    - \* 12.5mm : 9.7kg/m<sup>2</sup> nominal
    - \* 15mm : 11.6kg/m<sup>2</sup>
    - \* 18mm : 14kg/m<sup>2</sup>
  - Absorption d'eau : 30 – 50 %
  - Densité : 720kg/m<sup>3</sup> ±10%
  - Système de finition :
    - \* Enduit ou papier adhésif et jointé gris
    - \* Face décoratif [6]

## 1.2 Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

RPA99 /version 2003.

CBA93.

DTR B.C.2.2.

BAEL91/version 99.

DTR BC2.33.2.

## 1.3 Les états limites

### 1.3.1 Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. [4]

#### A) Etat Limite Ultime (Elu)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement. [4]

#### B) Etat Limite De Service (Els)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton. [4]

## 1.4 Les actions

### 1.4.1 Valeurs caractéristiques des actions

#### Les 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.
- cloisons, revêtement, superstructures fixes.

- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure. [4]

### Les actions variables (q) :

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

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques. [4]

### Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux. [4]

## 1.4.2 Valeurs De Calcul Des Actions

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.

### A) Combinaison D'action A L'élue

- **Situation durable ou transitoire :**

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum_{i=2,3} \psi_{0i} Q_i$$

$$\psi_{0i} = 0.77 \text{ pour les bâtiments à usage courant.}$$

$$\psi_{0i}: \text{Coefficient de pondération. [4]}$$

- **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

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

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases} \quad [4]$$

## B) COMBINAISON D'ACTION A L'E L S

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

$$\Psi_{0i} = 0.6 \text{ pour l'effet de la température.}$$

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement. [4]

## C) COMBINAISONS DE CALCUL

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

Déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\ \\ \text{Situations- accidentelles} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right. \end{array} \quad [4]$$

## 1.5 Les matériaux (acier et béton)

### 1.5.1 Béton

Le béton est défini comme étant un mélange du ciment, du sable, du granulat et de l'eau.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg. [2],[4]

#### 1.5.1.1 Résistance Caractéristique Du Béton

##### A) RESISTANCE CARACTERISTIQUE EN COMPRESSION $f_{cj}$

Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm\*32cm cylindrique.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

-Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

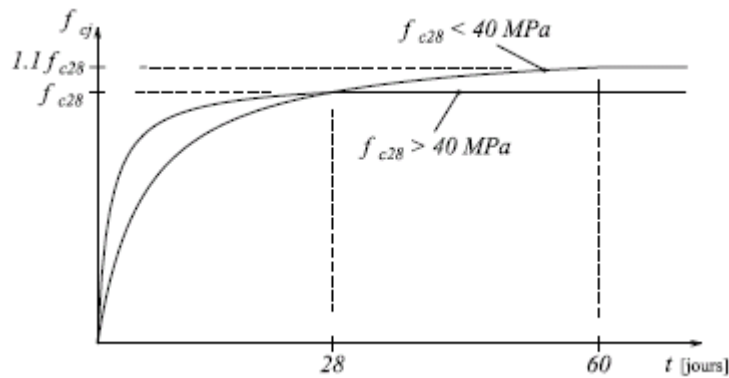


Figure 1-1 Evaluation de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa. [4]

## B) RESISTANCE A LA TRACTION $f_{t_j}$ :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{t_j}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} = 0.275 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{t28} = 2,1$  MPa. [4]

## C) CONTRAINTE ULTIME DE CISAILLEMENT (DE BETON)

$\tau_{adm} = \min (0.2 f_{c_j} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15 f_{c_j} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25$  MPa donc :

$\tau_{Adm} = 3.33$  MPa —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2.5$  MPa —————> fissuration préjudiciable. Pour  $\alpha = 90^\circ$  [4]

## D) MODULE DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON

on distingue les modules de young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de la durée inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij}=11000*(f_{cj})^{1/3}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij}=3*E_{vj}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :  $E_{ij} = 11000*(f_{c28.})^{1/3}$ .

$$E_{vj}= (1/3)* E_{ij}.$$

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

$$E_{i28}=32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28}=10721.40 \text{ MPa} \quad [2]$$

## E) MODULE DEFORMATION TRANSVERSALE DU BETON

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec :  $E$  : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS). [2]

### 1.5.2 L'acier

Il à pour rôle d'équilibrer les efforts de traction, cisaillement, torsion et de compression quand le béton seul ne peut y suffire.



### 1.5.2.1 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

#### Principales armatures utilisés

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau 1-1  $f_e$  en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ . [2]

## 1.6 Vérification des sections sous contraintes normales-ELU

### 1.6.1 Hypothèses fondamentales de calcul

Conservation des sections planes après déformation.

Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton  $\Rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_b$ .

Le béton tendu est négligé.

Le béton et aciers n'ont pas un comportement élastique linéaire. En conséquence, les diagrammes -déformation de référence pour le béton et l'acier sont précisés ci-dessous. [2]

#### ➤ Béton :

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\varepsilon_{bc}$ ):

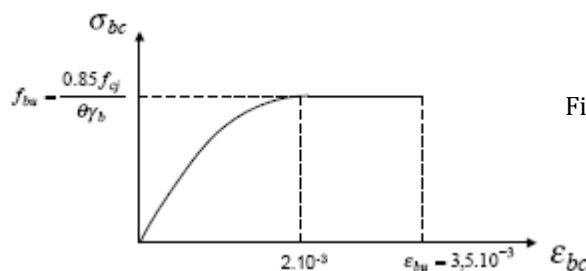


Figure 1-2 Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

Pour :  $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00$        $\sigma_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc})$ .

$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00$        $\sigma_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / (\theta * \gamma_b)$ °°°

Avec :

-  $f_{bu}$  est la valeur de calcul de la contrainte du béton.

- le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$  si durée > 24h,  $\theta = 0.9$  si 1h > durée < 24h.

-  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1.5$  (cas courants),  $\gamma_b = 1.15$  (combinaisons accidentelles).      [2]

### ➤ L'acier

Diagramme contraintes ( $\sigma_{st}$ )-déformations relatives ( $\varepsilon_{st}$ ):

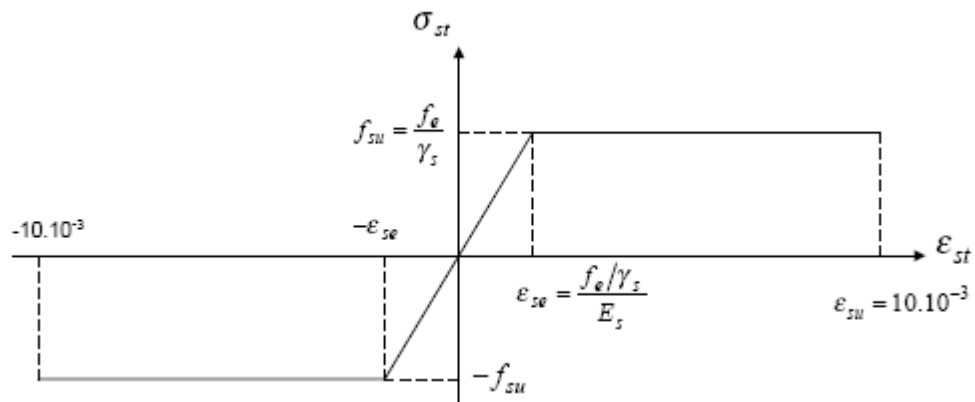


Figure 1-3 Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

-  $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

-  $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$  (cas courants) ;  $\gamma_s = 1$  (combinaisons accidentelles).      [2]

## 1.6.2 Conditions imposées par l'ELU

### A) DIAGRAMME DES DEFORMATIONS LIMITES DANS LA SECTION

Les déformations au sein d'une section, tout en restant linéaires, sont limitées :

À 10‰ ( $10 \cdot 10^{-3}$ ) en allongement pour l'acier.

À 3.5‰ ( $3.5 \cdot 10^{-3}$ ) en raccourcissement pour le béton en flexion.

## B) ETAT LIMITE DE SOLLICITATIONS

Soit  $N_u$  et  $M_u$  les valeurs limites ultimes de l'effort normal et du moment fléchissant, on doit vérifier :

En traction ou en compression :  $N_u \geq N$ .

En flexion :  $M_u \geq M$ . [2]

### 1.7 Vérification des sections sous contraintes normales-ELS

#### 1.7.1 Hypothèses de calcul

Conservation des sections planes après déformation

Les contraintes de compression du béton et de traction de l'acier sont proportionnelles aux

$$\text{Déformations:} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = E_s * \epsilon_s \\ \sigma_b = E_b * \epsilon_b \end{array} \right.$$

La résistance à la traction du béton est négligeable.

Le glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

Le coefficient d'équivalence entre acier béton égal :  $n = E_s / E_b = 15$ . [2]

#### 1.7.2 Conditions imposées par l'ELS

### A) ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON

La contrainte de compression dans le béton est limitée à  $0.6 * f_{cj}$ .

Pour un béton âgé de plus de 28 jours :  $\sigma_{bc} \leq f_{adm} = 0.6 * f_{c28}$  [2]

## B) ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

Pour limiter les fissures, on limite la contrainte dans les armatures tendues. En fonction de la destination de la structure (à découvert, à l'abri, en bord de mer).

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma'_s = f_e / \gamma_s \text{ [MPa]}$$

Cas 2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma'_s = \min (2/3 * f_e, (110(\eta f_{tj}))^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

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

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FTP-milieus agressifs):

$$\sigma'_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{ pour les ronds lisses, treilles soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{ pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$

[2]

# CHAPITRE 2

## PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### 2.1 Introduction

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, Le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

Le RPA 99

Le CBA 93

Le BAEL 91

### 2.2 Pré Dimensionnement des éléments

#### 2.2.1 Pré Dimensionnement des éléments non structuraux

##### 2.2.1.1 Plancher à corps creux

Le pré dimensionnement des plancher à corps creux se fait par la vérification de la condition de rigidité suivante :

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

$L_{\max}$  : La distance maximale entre nue d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : La hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{368.5}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16.37$$

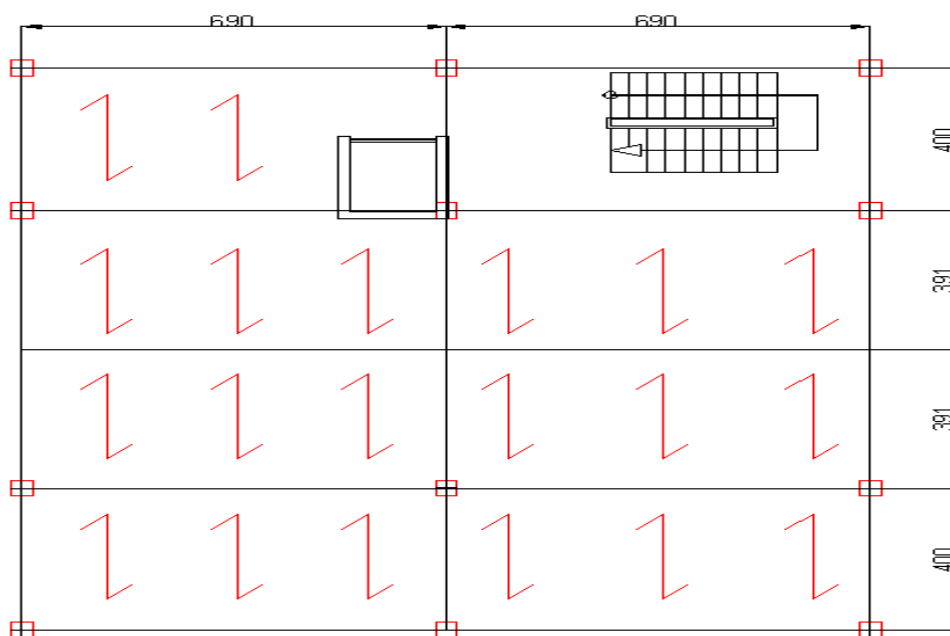
On adopte :

Soit :  $h_t = 16 + 5 = 21\text{cm}$

Tel que : 16 cm si la hauteur du corps creux

5cm si la hauteur de la dalle de compression [3]

Disposition des poutrelles :



### 2.2.1.1.1 Évaluation des charges et surcharges :

#### ▪ Plancher terrasse (inaccessible) :

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	12	0.055	0.66
Étanchéité multicouche	12	0.05	0.6
Isolation thermique	18	0.05	0.27
Dalle en corps creux	8.67	0.21	2
Forme de pente	22	0.05	1.54
Enduit de ciment	18	0.02	0.36

<b>Total</b>		<b>5.43</b>
--------------	--	-------------

Tableau 2-1 Charge du plancher terrasse inaccessible

$$G_{\text{ter}} = 5.44 \text{ KN/m}^2$$

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

▪ **Plancher terrasse (accessible) :**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	23	0.02	<b>0.69</b>
Mortier de pose	20	0.025	<b>0.5</b>
Lit de sable	19	0.03	<b>0.57</b>
Dalle en corps creux	9.52	0.21	<b>2</b>
Enduit de plâtre	10	0.01	<b>0.1</b>
Enduit de ciment	/	0.015	<b>0.21</b>
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>4.07</b>

Tableau 2-2 Charge du plancher terrasse accessible

$$G_{\text{ter}} = 4.07 \text{ KN/m}^2$$

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

**Plancher étage courant bureaux :**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	23	0.02	<b>0.69</b>
Mortier de pose	20	0.025	<b>0.5</b>
Lit de sable	19	0.025	<b>0.475</b>
Dalle en corps creux	9.52	0.21	<b>2</b>
Enduit de plâtre	10	0.01	<b>0.1</b>
Cloisons légères (plâtres)	7.79	0.0125	<b>0.097</b>
<b>Total</b>			<b>4.07</b>

Tableau 02-3 Charge du plancher étage courant bureaux

$$G_{\text{ec,b}} = 4.07 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ec,b}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Plancher étage courant habitation :**

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	23	0.02	<b>0.69</b>
Mortier de pose	20	0.025	<b>0.5</b>

<b>Lit de sable</b>	19	0.025	<b>0.475</b>
<b>Dalle en corps creux</b>	9.52	0.21	<b>2</b>
<b>Enduit de plâtre</b>	10	0.01	<b>0.1</b>
<b>Cloisons légères (plâtres)</b>	7.79	0.0125	<b>0.097</b>
<b>Total</b>			<b>4.07</b>

Tableau 02-4 Charge du plancher étage courant habitation

$$G_{ec,h} = 4.07 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ec,h} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \quad [3]$$

## 2.2.1.2 Les Dalles

### 2.2.1.2.1 Définition

Le terme dalle désigne généralement, un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (longueur et largeur). La dalle peut reposer avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis. Son pré dimensionnement se fait suivant les deux critères suivants :

- **Critère de résistance :**

$$l_x / 35 \leq e \leq l_x / 30 \text{ ..... pour une dalle sur un ou deux appuis.}$$

$$l_x / 50 \leq e \leq l_x / 40 \text{ .....pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.} \quad [4]$$

- **Coupes feux :**

$$e \geq 7 \text{ cm .....pour une heure de coup}$$

$$e \geq 11 \text{ cm .....pour deux heures de coupe-feu} \quad [4]$$

Dans notre cas :

$$l_x = 3.685 \text{ m (dalle sur 4 appuis)} \Rightarrow 368.5/50 \leq e \leq 368.5/40$$

$$\Rightarrow 7.37 \text{ cm} \leq e \leq 9.21 \text{ cm}$$

$$e \geq 11 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 14 \text{ cm}$  pour l'ensemble des dalles et balcons



### 2.2.1.2.2 Evaluation des charges et surcharge

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	22	0.02	<b>0.44</b>
Mortier de pose	20	0.02	<b>0.4</b>
Lit de sable	18	0.02	<b>0.36</b>
Dalle pleine	25	0.14	<b>3.5</b>
Enduit de ciment	20	0.02	<b>0.4</b>
<b>Total</b>			<b>5.1</b>

Tableau 2-5 Evaluation des charges des dalles et balcons

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad [3]$$

### 2.2.1.3 Murs extérieurs

Désignation	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	18	0.02	<b>0.36</b>
Brique creuse	9	0.15	<b>1.35</b>
Lame d'air	/	0.05	<b>/</b>
Brique creuse	9	0.1	<b>0.9</b>
Enduit de plâtre	10	0.015	<b>0.15</b>
<b>Total</b>			<b>G = 2.76</b>

Tableau 2-6 Evaluation des charges de murs extérieurs [3]

### 2.2.1.4 Les Poutrelles

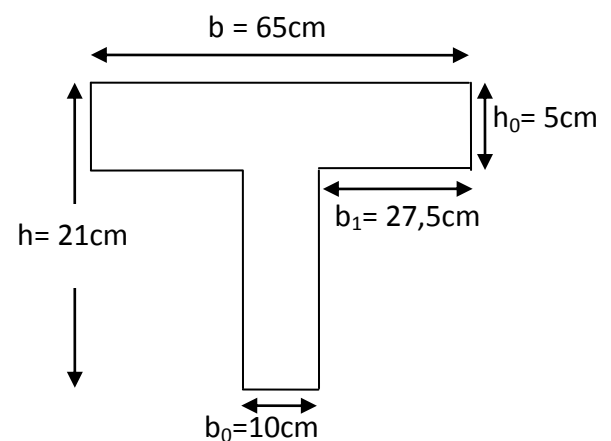
$$h_t = 21 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t$$

$$b_0 = (9.6 \text{ à } 16.8 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$



$L_x = 55$  cm : distance entre deux nervures Successives.

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

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 360/10)$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 36)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit :  $b = 65$ cm

### 2.2.1.5 Acrotère

L'acrotère set un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

- **Charge Permanente:**

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_i = 1.7125 + 0.4 = 2.1125 \text{ KN/ml}$$

- **La Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

### 2.2.1.6 Pré Dimensionnement des escaliers

- **Définition :**

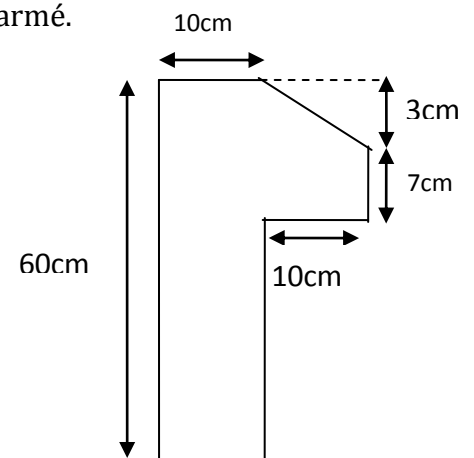


Figure 0-3 Dimension de l'acrotère

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

- **Terminologie :**

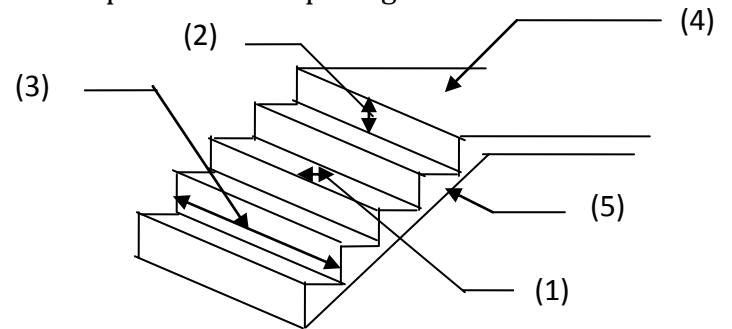
(1) : giron

(2) : contre marche

(3) : emmarchement

(4) : palier

(5) : paillasse



- **Type des escaliers :** On a deux types d'escaliers

Figure 02-5 Type I : escalier I.1)

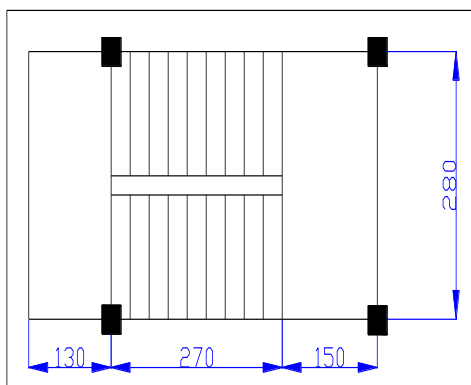
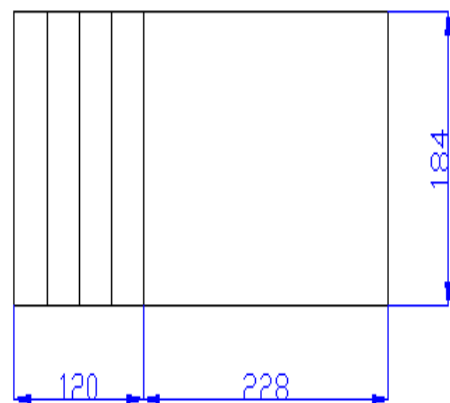


Figure 02-6 Type II : escalier II.1)



- **Pré dimensionnement :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite

Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation :  $64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 H$

**Type1 : I.1) Escalier étage courant, rez de chaussée et soupente :**

$$H = 1.7\text{m}$$

$$L = 2.7\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.7 + 2.7) n + 2 \times 1.7 = 0$$

$$\Rightarrow n = 10$$

Donc : nombre de contre marche (n = 10)

nombre de marche (n-1) = 9

$$g = L/n-1 = 2.7/9 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 1.7/10 = 17\text{cm}$$

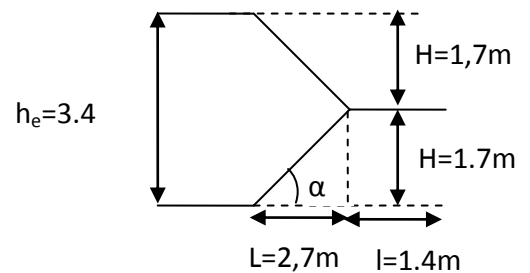


Figure 0-7 Schéma de l'escalier d'étage courant et soupente

▪ **Epaisseur de la pailleasse :**

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 459/30 \leq e \leq 459/20$$

$$\Rightarrow 15.3 \text{ cm} \leq e \leq 22.95 \text{ cm}$$

On prend : e = 17 cm

- **Poids de la paillasse :**

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 17}{\cos 32.19} = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

Avec :  $\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(1.7/2.7)$

$$\Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 3.19 \text{ m}$$

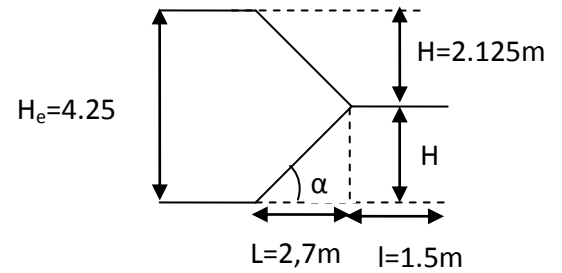


Figure 2-8 Schéma de l'escalier du sous-sol

### I.2) Escalier soupent :

$$H = 2.125 \text{ m}$$

$$L = 2.7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 2.125 + 2.7) n + 2 \times 2.125 = 0$$

$$\Rightarrow n = 10$$

Donc : nombre de contre marche (n = 11)

$$\text{nombre de marche (n-1) = 10}$$

$$g = L/n - 1 = 2.7/10 = 27 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 2.125/11 = 19 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 493.6/30 \leq e \leq 493.6/20$$

$$\Rightarrow 16.45 \text{ cm} \leq e \leq 24.67 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 17 \text{ cm}$

- **Poids de la paillasse :**

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 17}{\cos 38.20} = 5.4 \text{ KN/m}^2$$

Avec :  $\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(2.125/2.7)$

$$\Rightarrow \alpha = 38.20^\circ$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 3.43 \text{ m}$$

**Type 2 : II.1) Escalier de rez de chaussée :**

$$H = 0.85 \text{ m}$$

$$L = 1.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 0.85 + 1.2) n + 2 \times 0.85 = 0$$

$$\Rightarrow n = 5$$

Donc : nombre de contre marche (n = 5)

nombre de marche (n-1) = 4

$$g = L/n-1 = 1.2/4 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 0.85/5 = 17 \text{ cm}$$

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 375/30 \leq e \leq 375/20$$

$$\Rightarrow 12.5 \text{ cm} \leq e \leq 18.75 \text{ cm}$$

On prend : e = 14 cm

▪ **Poids de la paillasse :**

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 14}{\cos 35.31} = 4.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } \alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(0.85/1.2)$$

$$\Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 1.47 \text{ m}$$

**Type 2 : II.1) Escalier de rez de chaussée :**

$$H = 0.85 \text{ m}$$

$$L = 1.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 0.85 + 1.2) n + 2 \times 0.85 = 0$$

$$\Rightarrow n = 7$$

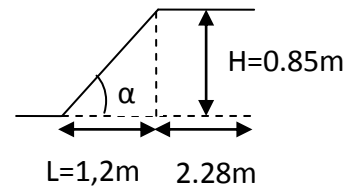


Figure 2-9 Schéma de l'escalier RDC

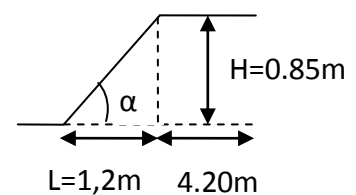


Figure 0-10 Schéma de l'escalier RDC

Donc : nombre de contre marche (n = 5)

nombre de marche (n-1) = 4

$$g = L/n-1 = 1.2/4 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 0.85/5 = 17 \text{ cm}$$

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 540/30 \leq e \leq 540/20$$

$$\Rightarrow 18 \text{ cm} \leq e \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : e = 18cm

▪ **Poids de la paillasse :**

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 18}{\cos 35.31} = 5.51 \text{ KN/m}^2$$

Avec :  $\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(0.85/1.2)$

$$\Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 1.47 \text{ m}$$

• **Évaluation des charges et surcharge:**

▪ **Charge de la volée :**

	G (KN/m <sup>2</sup> ) Escalier I.1	G (KN/m <sup>2</sup> ) Escalier I.2	G (KN/m <sup>2</sup> ) Escalier II.1	G (KN/m <sup>2</sup> ) Escalier II.2
Paillasse	5.02	5.4	4.28	5.51
Marche			2.125	
Mortier de pose			0.4	
Carrelage horizontale			0.44	
Carrelage vertical			0.25	
Enduit			0.25	

▪ **Charge de palier :**

	G (KN/m <sup>2</sup> ) (e = 18cm)	G (KN/m <sup>2</sup> ) e = 17cm	G (KN/m <sup>2</sup> ) e = 14cm
Palier	4.5	4.25	3.5
Mortier de pose		0.4	
Carrelage horizontale		0.44	

Enduit	0.28
--------	------

▪ **Surcharge d'exploitation :**

Escalier à usage d'habitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Escalier à usage de service (souterrain et rez de chaussée) :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$  [3]

## 2.2.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux

### 2.2.2.1 Les Poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait en respectant les conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad [4]$$

Avec :  $h_t$  : La hauteur de la poutre

$L_{\max}$  : La distances maximale entre nus d'appuis : ( $L_{\max} = 6.55\text{m}$ )

$$\frac{655}{15} \leq h_t \leq \frac{655}{10}$$

$$43.67 \leq h_t \leq 65.5$$

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

D'après le **BAEL91** la largeur  $b$  est donnée par la formule suivante

$$30 \% h \leq b \leq 70 h \%$$

$$\Rightarrow 15 \leq b \leq 35$$

Soit :  $b = 35 \text{ cm}$

Vérification aux exigences du RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

$$h/b = 50/35 = 1.42 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Donc on adopte une section de  $(30 \times 50) \text{ cm}^2$  pour les poutres principales ; et  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$  pour les poutres secondaires.



Pour les poutres secondaires de 7 m 37 de portées et poutres de chainages on adopte une section de (40\*60) cm<sup>2</sup>

**2.2.2.2 Les Poteaux**

Le poteau est un élément vertical dont une dimension est plus grande par rapport aux deux autres .il est destiné essentiellement à transmettre les charges verticales au sol.

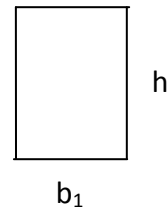
Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifient les exigences du RPA :

Pour un poteau rectangulaire :

$$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \quad [1]$$



**2.2.2.2.1 La descente de charge**

- **La loi de dégression des charges d'exploitation**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

**- La loi de dégression**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

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

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

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :  $Q_0$

Sous dernier étage :  $Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :  $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :  $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants. [1]

- Plan de repérage des poteaux :

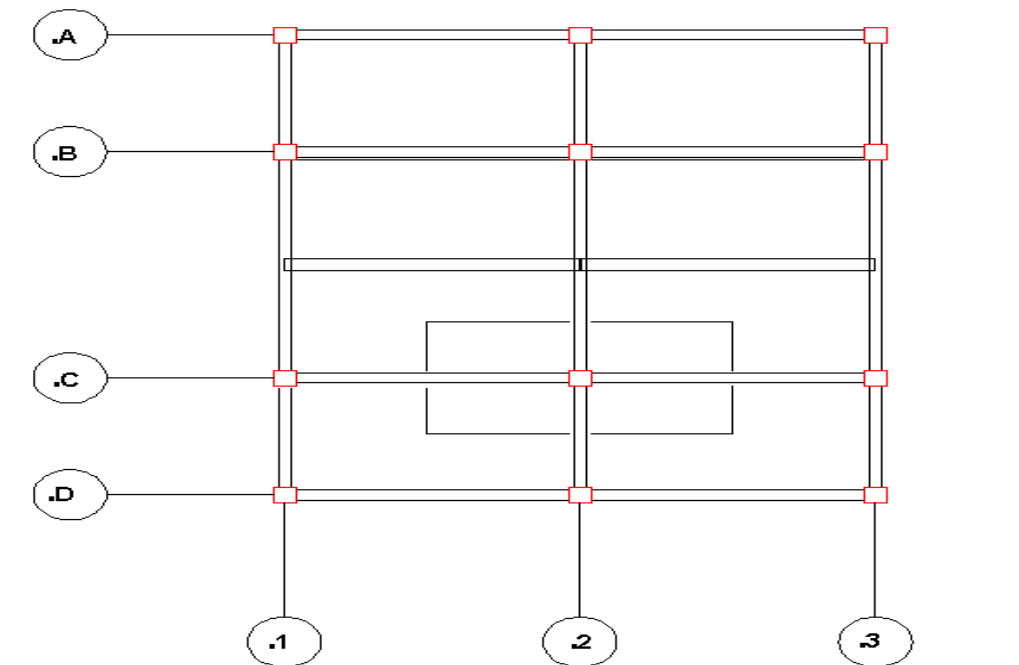


Figure 2-11 Plan de repérage des poteaux

**Le poteau le plus sollicité (poteau central) : C2**

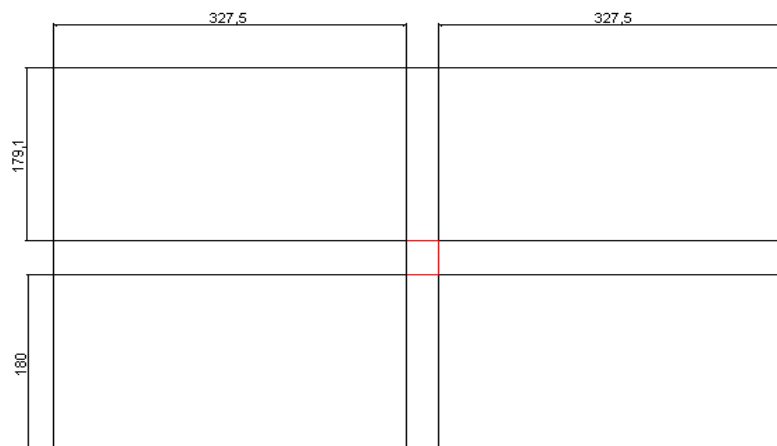
**1) Poids propre du poteau :**

Figure 0-12 Surfaces afférentes

Poteau du sous-sol RDC (55\*55) :

$$P_{\text{pot6}} = 25 * 0.55 * 0.55 * 3.4 = 25.712 \text{ KN (sous-sol)}$$

$$P_{\text{pot6}} = 25 * 0.55 * 0.55 * 4.25 = 32.14 \text{ KN (RDC et soupenete)}$$

Poteau entre sol et 1eme étage (50\*55) :

$$P_{\text{pot5}} = 25 * 0.5 * 0.55 * 3.4 = 23.375 \text{ KN}$$

Poteaux 2,3 eme étage (50\*50) :

$$P_{\text{pot4}} = 25 * 0.5 * 0.5 * 3.4 = 21.25 \text{ KN.}$$

Poteaux 4,5eme étage (45\*50) :

$$P_{\text{pot3}} = 25 * 0.45 * 0.5 * 3.4 = 19.125 \text{ KN.}$$

Poteaux 6,7eme étage (45\*45) :

$$P_{\text{pot3}} = 25 * 0.45 * 0.45 * 3.4 = 17.212 \text{ KN.}$$

Poteaux 8eme étage+ terrasse acc (40\*45) :

$$P_{\text{pot3}} = 25 * 0.4 * 0.45 * 3.4 = 15.3 \text{ KN.}$$

**2) Poids des poutres :**○ **Poutres principales :**

$$P_{\text{pp}} = 25 * 0.35 * 0.5 * 6.55 = 28.65 \text{ KN.}$$

○ **poutres secondaires :**

$$P_{\text{ps1}} = 25 * 0.4 * 0.6 * 3.685 = 22.11 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{ps2}} = 25 * 0.3 * 0.45 * 1.8 = 6.075 \text{ KN.}$$

**Poids des poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = 28.65 + 22.11 + 6.075 = 56.84 \text{ KN.}$$

**3) Poids des planchers :**

	G	Surff	G cum	Q	Surff	Q cum
<b>TERASSE Accessible</b>	4.07	22.75	92.59	1.5	22.75	34.125
<b>ETAGES HABIT</b>	4.066	22.75	92.50	1.5	22.75	34.125
<b>ETAGES BUREAU</b>	4.066	23.52	95.63	2.5	23.52	58.8

Tableau 02-7 Poids des planchers

**4) poutre de chaînage :**

EXP : entresol :

$$G_{cc} = [(3.5 \times 1.7425) - (0.672 \times 1.4)] \times 4.066$$

$$= 20.97 + (1.7425 \times 6.55 \times 4.066) = 67.64 \text{ KN/m}$$

$$G_{cc\text{gauche}} = [(1.85 + 0.6428) \times 1.7425 \times 4.066]$$

$$= 17.66 \text{ KN/m}$$

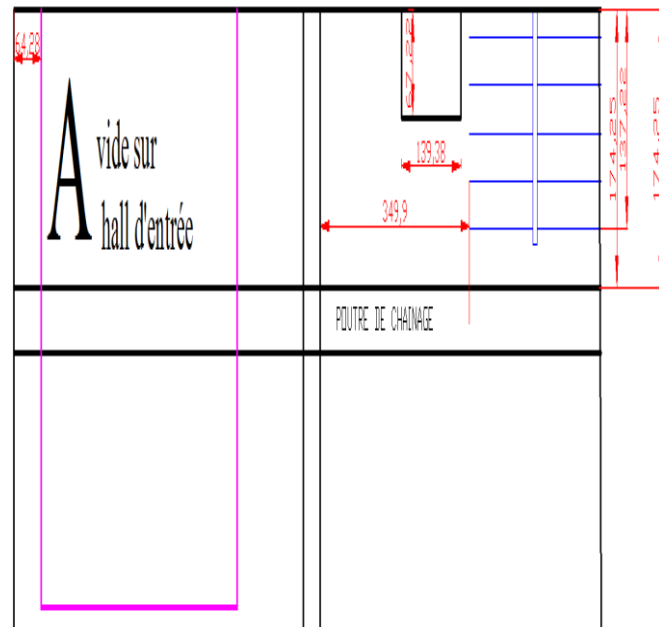
$$G_{\text{palier}} = (0.3703 \times 3.1) \times 5.51 = 5.165 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{volé}} = (1.3722 \times 3.1) \times 5.51 = 23.43 \text{ KN/m}$$

$$G_{pc} = 0.4 \times 0.6 \times 6.55 \times 25 = 39.3 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{tot}} = 67.64 + 17.66 + 5.165 + 23.43 + 39.3 = 153.194 \text{ KN/m}$$

$$R = 153.194 \times 6.55 / 2 = 501.710 \text{ KN}$$



Niv	RDC	ENTRE-SOL	E1,2,3 et Etage 4	E5,6,7,8 et Terrasse acce
Charge reprise par le poteau C2(KN/m)	<b>53.3</b>	<b>34.03</b>	<b>50.73</b>	<b>37.11</b>

Tableau 02-8 Charge reprise par le poteau C2

**Tableau récapitulatif de la descente de charge**

Niveaux	N	Elément	G(KN)	Q(KN)
<b>Niv11</b>		Plancher supérieur (terrasse inaccessible)	/	/
		Poutres	56.84	/
		Pot(1)	15.3	/
	N0			
<b>Niv 10</b>		Venant de N0	72.14	/
	N1	Plancher terrasse	92.59	<b>34.125</b>
		Poutres	56.84	/
		Murs	8.424	/
		Pouter de chainage	37.11	/
	N2			
<b>Niv 9</b>		Venant de N1	267.104	<b>34.125</b>
		Pot (1)	15.3	/
		Venant de N2	282.404	<b>34.125</b>
	N3	Plancher etage habitation	92.5	<b>34.125</b>
		poutres	56.84	/
	murs	0.183	/	
	poutre de chainage	37.11	/	
	N4			
<b>Niv8</b>		Venant de N3	469.037	<b>68.25</b>
		Pot (2)	17.212	/
		Venant de N4	486.249	<b>68.25</b>
	N5	Plancher étage habitation	92.5	<b>34.125</b>
		Poutres	56.84	/
	Murs	0.533	/	
	Poutre de chainage	37.11	/	
	N6			
<b>Niv 7</b>		Venant de N5	673.232	<b>102.375</b>
		Pot (2)	17.212	/
		Venant de N6	690.444	<b>102.375</b>
	N7	Plancher étage habitation	92.5	<b>34.125</b>
		Poutres	56.84	/
	Murs	0.183	/	
	Poutre de chainage	37.11	/	
		Venant de N7	877.077	<b>136.5</b>

<b>Niv 6</b>	N8	Pot (3)	19.125	/
	N9	Venant de N8	896.202	<b>136.5</b>
		Plancher étage habitation	92.5	<b>34.125</b>
		Poutres	56.84	/
		Murs	0.533	/
	Poutre de chainge	37.11	/	
<b>Niv 5</b>	N10	Venant de N9 Pot (3)	1083.185 19.125	<b>170.625</b> /
	N11	Venant de N10	1102.31	<b>170.625</b>
		Plancher stage courant	95.63	<b>58.8</b>
		Poutres	56.84	/
		Murs	0.47	/
	Poutre de chainage	50.73	/	
	<b>N12</b>	<b>Venant de N11</b> <b>Pot (4)</b>	<b>1305.98</b> <b>21.25</b>	<b>229.425</b> /

<b>Niv4</b>	N13	Venant de N12	1327.23	<b>229.425</b>
		Plancher étage courant	95.63	<b>58.8</b>
		Poutres	56.84	/
		Murs	0.47	/
		Poutre de chainage	50.73	/
<b>Niv3</b>	N14	Venant de N13	1530.9	<b>288.05</b>
		Pot (4)	21.25	/
	N15	Venant de N14	1552.15	<b>288.05</b>
		Plancher courant	95.63	<b>58.8</b>
		Poutres	56.84	/
N16	Murs	0.68	/	
	Poutre de chainage	50.73	/	
	Venant de N15	1756.03	<b>346.55</b>	
<b>Niv2</b>	N17	Pot (5)	23.375	/
		Venant de N16	1779.405	<b>346.55</b>
	N18	Plancher	95.63	<b>58.8</b>
		Poutres	56.84	/
		Murs	0.3	/
N19	Poutre de chainage	50.73	/	
	Venant de N17	1982.905	<b>405.35</b>	
<b>Niv1</b>	N19	Pot (5)	23.375	/
		Venant de N18	2006.28	<b>405.35</b>
		Plancher (soupon)	95.63	<b>58.8</b>
		Poutres	56.84	/
	Murs	0.3	/	
	Poutre de chainage	34.03	/	

<b>Niv0</b>	N20	Venant de N19	2193.0.8	<b>464.15</b>
		Pot (6)	32.14	/
	N21	Venant de N20	2225.22	<b>441.105</b>
		Plancher RDC	95.63	<b>58.8</b>
		Poutres	56.84	/
		Murs	13.16	/
	N22	Poutre de chainage	53.3	
		Venant de N21	2444.15	<b>522.95</b>
		Pot (6)	25.712	/
	<b>Totale</b>			<b>2469.862</b>

Tableau 02-9 Calcul de la descente de charge

**Calcul de l'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35 * 2469.862 + 1.5 * 522.95 = 4118.738 \text{ KN}$$

**Pré dimensionnements des poteaux :**

Les poteaux seront pré dimensionnés avec l'effort normal ultime maximal avec vérifications des conditions de résistances et de stabilité de forme (flambement= et l'effort réduit. [1][2]

**Vérification du critère de résistance :**

On doit vérifier la contrainte limite de compression du béton n'est pas dépasser

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 f_{c28} \quad \text{Tel que } 0.6 f_{c28} = 15 \text{ et } B : \text{ section du poteau}$$

Niveau	Nu (MN)	B (m <sup>2</sup> )	Nu/B (MN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
RDC + S-SOL	4118.738.10 <sup>-3</sup>	0.3025	13.616	<b>Vérifier</b>
Soupent+1 étage	1982.905.10 <sup>-3</sup>	0.275	7.21	<b>Vérifier</b>
Etage 2,3	1530.9	0.25	6.123	<b>Vérifier</b>
Etage 4,5	1083.185	0.225	4.814	<b>Vérifier</b>
Etage 6,7	673.232	0.2025	3.324	<b>Vérifier</b>
Etage 8, terrasse	267.104	0.18	1.483	<b>Vérifier</b>

Tableau 02-10 Récapitulatif pour tous les poteaux

On remarque que les sections des poteaux choisit précédemment vérifier la condition de résistance

- **Critère de la stabilité de forme : [3]**

**Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad [4]$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton

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

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad [1]$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

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

D'où :  $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$  avec  $l_f$ : longueur de flambement

Avec :  $l_f = 0.7 l_0$

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

b : hauteur de la section nette.

$A_s$  : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** :  $A_s = 1\% B_r$

Donc :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$



$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q$$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 \times Nu$$

On doit vérifier que :  $Br > Br$  calculée

$$Br_{calculée} \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Type poteau	du	B m <sup>2</sup>	I (m <sup>4</sup> )	i (m)	L <sub>0</sub>	L <sub>f</sub> (m)	λ
55*55		0.3025	7.63.10 <sup>-3</sup>	0.1588	2.9	2.03	12.78
55*55		0.3025	7.63. 10 <sup>-3</sup>	0.1588	3.75	2.625	16.53
55*50		0.275	6.93.10 <sup>-3</sup>	0.1587	2.9	2.03	12.79
50*50		0.25	5.208. 10 <sup>-3</sup>	0.1443	2.9	2.03	14.06
45*50		0.225	4.687. 10 <sup>-3</sup>	0.1443	2.9	2.03	14.06
45*45		0.2025	3.417. 10 <sup>-3</sup>	0.1299	2.9	2.03	15.62
45*40		0.18	3.0375. 10 <sup>-3</sup>	0.1299	2.9	2.03	15.62
45*40		0.18	3.0375. 10 <sup>-3</sup>	0.1299	2.56	1.792	13.79

Tableau 02-11 Caractéristiques de poteaux

**Poteau (55\*55) :**  $\lambda = 12.78 < 50 \dots \dots \dots \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * (\frac{12.78}{35})^2} = 0.82$

$$B_r = (0.55 - 0.02)^2 = 0.2809 \text{ m}^2$$

$$A \geq 0.8\% * B_r = 0.00224 \Rightarrow A = 0.003 \text{ m}^2$$

$$Nu' = 0.82 \left( 0.2809 * \frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.003 * 400}{1.15} \right) = 5.12 \text{ MN}$$

$$Nu = 4.1187 \text{ MN}$$

$Nu' = 5.12 \text{ Mn} > Nu = 4.1187 \text{ Mn} \dots \dots \dots$  c'est vérifier

**Poteau (55\*50) :**

$$Nu' = 5.10 \text{ MN} > Nu = 1.98 \text{ Mn} \dots \dots \dots$$
 C'est vérifier

**Poteau (50\*50) :**

$$Nu' = 4.01 \text{ Mn} > Nu = 1.53 \text{ Mn} \dots \dots \dots$$
 c'est vérifier

**Poteau (50\*45) :**

$$Nu' = 3.22 \text{ Mn} > Nu = 1.083 \text{ Mn} \dots \dots \dots$$
 c'est vérifier

**Poteau (45\*45) :**

$$Nu' = 3.20 \text{ Mn} > Nu = 0.673 \text{ Mn} \dots \dots \dots$$
 c'est vérifier

**Poteau (45\*40) :**

$$Nu' = 3.90 \text{ Mn} > Nu = 0.267 \text{ Mn} \dots \dots \dots$$
 c'est vérifier

**Vérification des conditions du RPA 99**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone

$$\text{Ila les conditions suivantes : } \begin{cases} \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \min (b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 1/4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{cases} \quad [1]$$

**2.2.3 Les voiles**

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ), et les conditions de rigidité aux extrémités :

Selon le RPA 99 l'épaisseur ( $e$ ) d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \max (h_e/20, 15\text{cm}). \quad [1]$$

- **Le sous-sol, Le rez de chaussée :**

$$e \geq \max ((425-21)/20, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq (20.2 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e=22\text{cm}$$

- **Les étages courants et bureaux, soupenste :**

$$e \geq \max ((340-21)/20, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq (15.95 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e=18\text{cm}$$

- **La terrasse :**

$$e \geq \max ((306-21)/20, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq (14.25\text{cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e=15\text{cm}$$

On adopte pour les voiles du :

1).Le rez de chaussée et le sous-sol  $e=22 \text{ cm}$

2).les étage courants et bureaux et soupent  $e=18\text{cm}$

3).la terrasse  $e=15\text{cm}$

## 2.3 Conclusion

En ce qui concerne notre structure on a opté pour une construction différentes vis-à-vis :

- Les planchers en corps-creux avec hourdis en polyester ;
- Les murs de séparations en plaques de plâtres.

On a fait appel à ses deux choix, pour alléger la structure en question. Afin de réduire le poids (l'effort) de notre bâtiment a la base. Vue les importante trame entre les portiques.

Un choix prévisionnel pour réduire le ferrailage et/ou le dimensionnement des portiques.

# CHAPITRE 3

## 3.1 Etude des Planchers

### 3.1.1 Définition

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.

Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.

Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

Plancher à corps creux

Plancher à dalle pleine

Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée

$Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ . Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

### 3.1.2 Calcul des poutrelles

#### 3.1.2.1 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

**a) Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

**b) Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère.

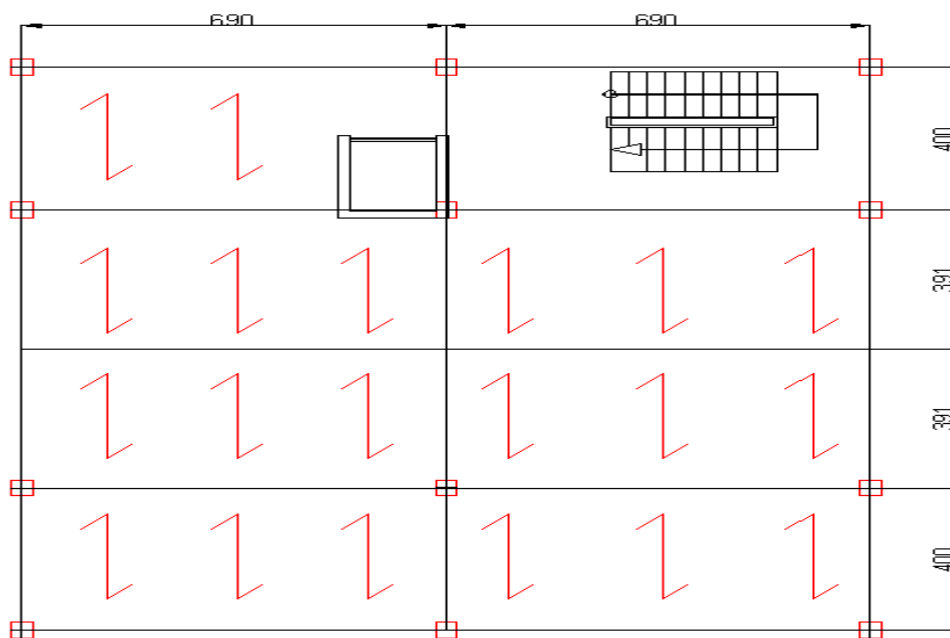


Figure 3-1 disposition des poutrelles

#### 3.1.2.2 Dimensions de la poutrelle

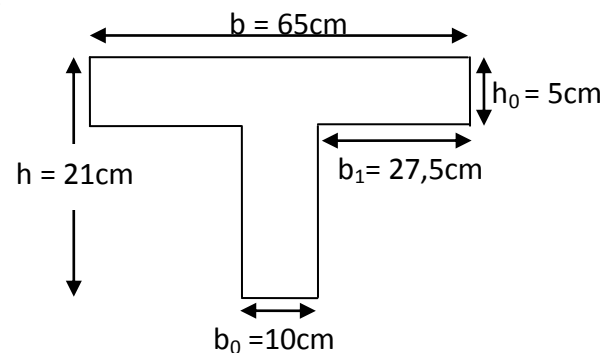


Figure 3-2 Schéma d'une poutrelle

### 3.1.2.3 Les Différents types de poutrelles

On a 5 types de poutrelles.

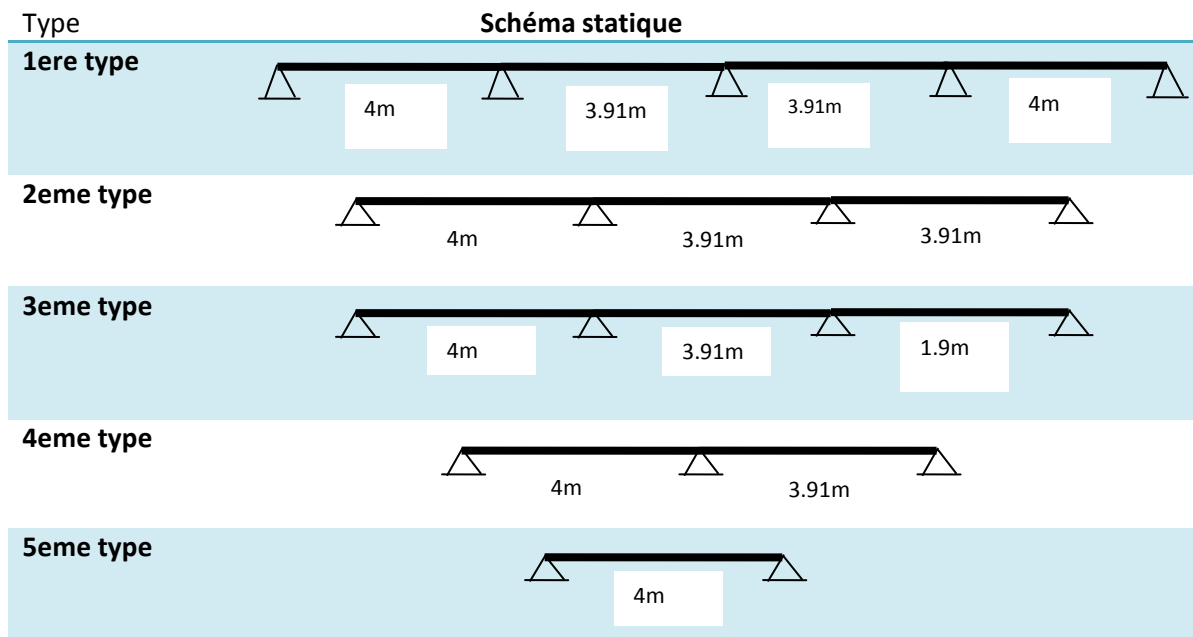


Tableau 3-1 Les Types de poutrelles

### 3.1.2.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles

**Plancher terrasse accessible :**  $G = 4.07 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times 4.07 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.033 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (4.07 + 1.5) \times 0.65 = 3.620 \text{ KN/ml}$$

**Plancher étage courant habitation :**  $G = 4.066 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times 4.066 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.0304 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (4.066 + 1.5) \times 0.65 = 3.617 \text{ KN/ml}$$

**Plancher étage courant bureaux :**  $G = 4.066 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times 4.066 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (4.066 + 2.5) \times 0.65 = 4.267 \text{ KN/ml}$$

### 3.1.2.5 Calcul des sollicitations

#### 3.1.2.5.1 Méthodes de calculs

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

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

##### 3.1.2.5.1.1 Méthode forfaitaire :

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : il faut que :

Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire :  $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.

Que le rapport :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

La fissuration est peu nuisible.

Selon Y. Chérait [5] ; La méthode forfaitaire reste applicable même lorsque le rapport des portées des éléments sort de la limite [0.8 ; 1.25].

- **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

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

**Moment sur appuis :**

- Sur les Appuis de rive les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à  $(- 0,15 \times M_0)$ .

Appuis intermédiaires :

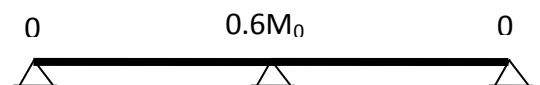


Figure 3-3 Appuis intermédiaires

**- Poutres sur deux travées :**

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

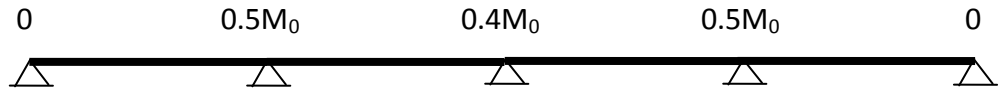
**- Poutres à plus de deux travées :**

Figure 3-4 Schéma d'une poutre à plusieurs travées

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

$(-0.4 \times M_0)$  : Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que  $M_0$  : Le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

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

**Moment en Travées :**

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

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

: Si c'est une travée de rive.....(a)

: Si c'est une travée intermédiaire.....(b)

$$M_t : \text{est le maximum entre (1) et (2).} \quad [3]$$

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

**- Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques



sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées

10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

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

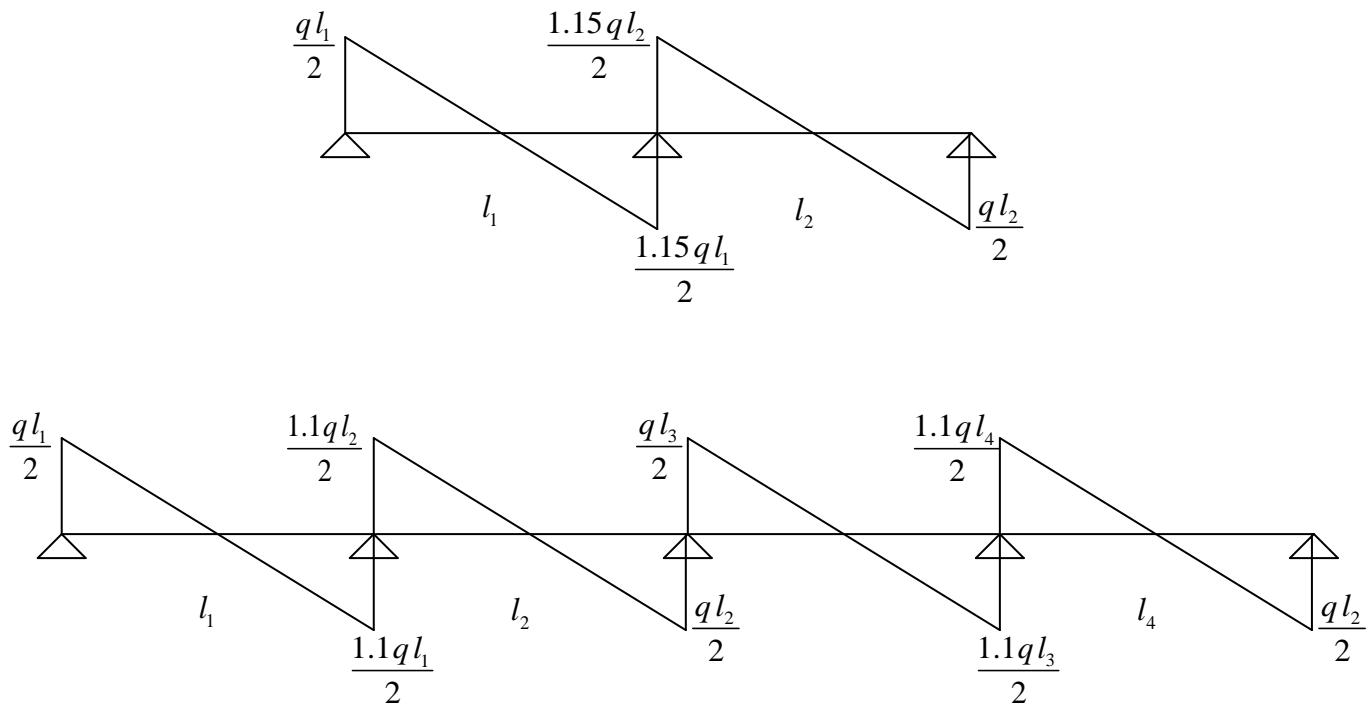


Figure 3-5 Schéma des diagrammes des efforts tranchants (méthode RDM)

### 3.1.2.5.1.2 Méthode de CAQUOT

- Condition d'application :

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

Principe de la méthode :

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

- Moment en appuis :

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

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

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

- Moment en travée :

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

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

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

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

- L'effort tranchant :

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

On applique la méthode de Caquot pour le type (3) et la méthode forfaitaire pour les autres types de poutrelles. [7]

### 3.1.2.6 Etude de plancher d'étage courant : (Usage bureaux) :

$$G = 4.066 \text{ KN/m}^2; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 4.066 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (4.066 + 2.5) \times 0.65 = 4.26 \text{ KN/ml}$$

#### 3.1.2.6.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées; nous l'appliquons pour le calcul des poutrelles de type 1 :

## 3.1.2.6.1.1 Calcul des sollicitations :

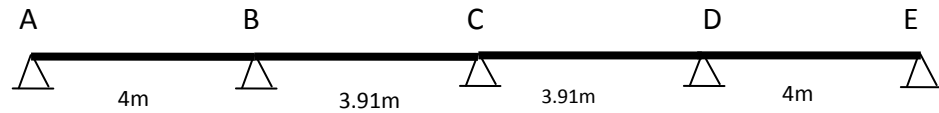
**Poutrelle Type (1)**

Figure 3-6 Schéma de la poutrelle type (1)

**Calcul des moments isostatiques**

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée Bc : } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 11.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 11.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = \frac{q_u L^2}{8} = 12 \text{ KN.m}$$

**Calcul les moments sur appuis :**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = 0.5 M_{01} = 6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \text{Max} (M_{02}, M_{03}) = 0.4 M_{03} = -4.58 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \text{Max} (M_{03}, M_{04}) = 0.5 M_{03} = -6 \text{ KN.m}$$

**Les Moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.38$$

**Travée AB :**

$$\begin{cases} (1) : M_t \geq 10.37 \text{ KN} \\ (2) : M_t \geq 7.88 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 10.38 \text{ KN.}$$

**Travée BC :**

$$\begin{cases} (1) : M_t \geq 7.47 \text{ KN} \\ (2) : M_t \geq 6.39 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 7.47 \text{ KN.}$$

**Travée CD :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): M_t \geq 7.47 \text{ KN} \\ (2): M_t \geq 6.39 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow M_t \geq 7.47 \text{ KN.}$$

**Travée DE :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (1): M_t \geq 10.37 \text{ KN} \\ (2): M_t \geq 7.88 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow M_t \geq 10.37 \text{ KN.}$$

### Les efforts tranchants

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{6 \times 4}{2} = 12 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 13.2 \text{ KN}$$

$$\text{Travée BC : } V_c = \frac{q_u L}{2} = \frac{6 \times 3.91}{2} = 11.73 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 12.9 \text{ KN}$$

$$\text{Travée CD : } V_C = \frac{q_u L}{2} = \frac{6 \times 3.91}{2} = 11.73 \text{ KN}$$

$$V_D = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 12.9 \text{ KN}$$

$$\text{Travée DE : } V_E = \frac{q_u L}{2} = \frac{6 \times 4}{2} = 12 \text{ KN}$$

$$V_D = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 13.2 \text{ KN}$$

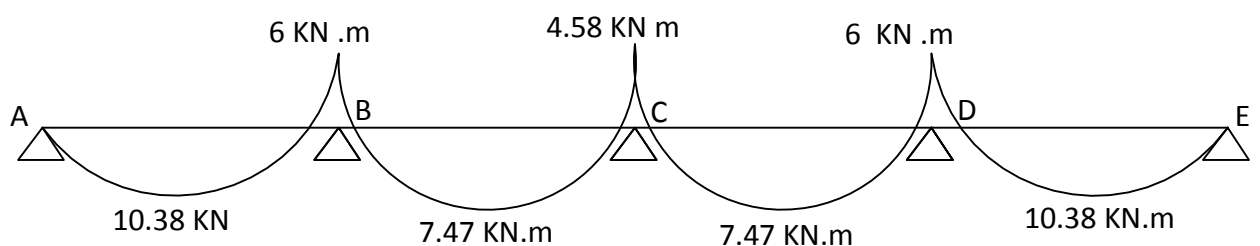


Figure 3-7 Diagramme des moments fléchissant.

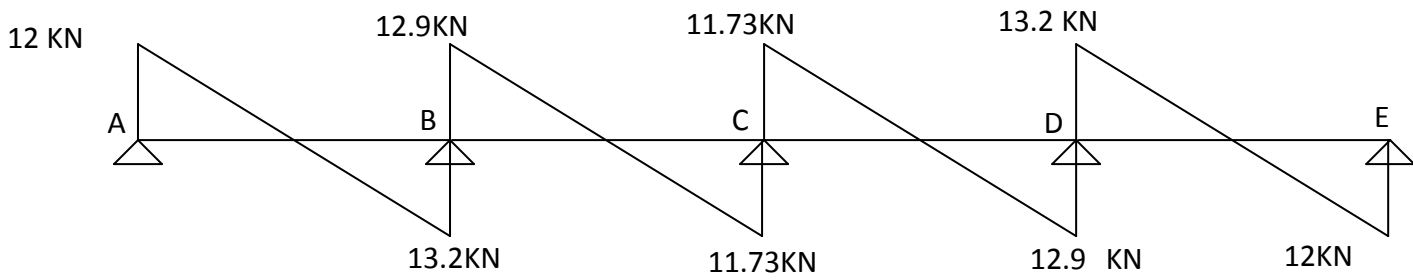


Figure 3-8 Diagramme des efforts tranchants.

A l'ELS

### Les moments isostatiques

$$M_{01} = 8.52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} = 8.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{03} = 8.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{04} = 8.52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### Les moments sur appuis

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = 4.26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 3.25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = 4.26 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### Les moments en travées

$$\text{Travée AB : } M_t = 7.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Travée BC : } M_t = 5.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Travée CD : } M_t = 5.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Travée DE : } M_t = 7.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

### Les efforts tranchants

$$\text{Travée AB : } V_A = 8.52 \text{ KN} ; V_B = 9.37 \text{ KN}$$

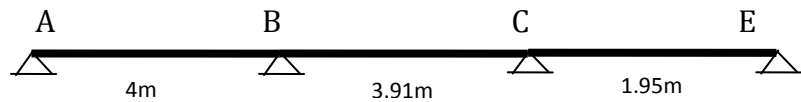
$$\text{Travée BC : } V_C = 8.32 \text{ KN} ; V_B = 9.15 \text{ KN}$$

$$\text{Travée CD : } V_C = 8.32 \text{ KN} ; V_D = 9.15 \text{ KN}$$

$$\text{Travée DE : } V_E = 8.52 \text{ KN} ; V_D = 9.37 \text{ KN}$$

### 3.1.2.7 Etage courant (habitations)

#### Poutrelle type 3



$$G = 4.066 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Figure 3-9 Poutrelle type 3

$$G' = (2/3)G = 2.71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 4.066 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.0304 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (4.066 + 1.5) \times 0.65 = 3.618 \text{ KN/ml}$$

$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.91}{1.95} = 2$  appartient pas à  $[0.8; 1.25] \Rightarrow$  On applique la méthode de Caquot minoré.

On remplace G par  $(2/3)G$

#### Calcul a ELU :

##### - Moment en appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

$$M_B = -\frac{3.84 \times (4^3 + 3.128^3)}{8.5 \times (4 + 3.91)} = -5.99 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.84 \times (3.128^3 + 1.95^3)}{8.5 \times (3.128 + 1.95)} = -3.38 \text{ KN.m}$$

##### - Moment en travée :

##### Travée AB :

$$R_A = 8.56 \text{ KN}$$

$$R_B = -11.56 \text{ KN}$$

$$M(X) = 8.56 \times X - 5.03 \times X^2 / 2$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow 8.56 - 5.03 \times X = 0 \Rightarrow X = 1.702 \text{ m}$$

$$M(1.702) = 7.285 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée BC :**

$$R_C = -9.166 \text{ KN}$$

$$R_B = 10.5 \text{ KN}$$

$$M(X) = 10.5 \times X - 5.03 \times \frac{X^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow 10.5 - 5.03 \times X = 0 \Rightarrow X = 2.08 \text{ m}$$

$$M(2.08) = 10.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée CD:**

$$R_C = 6.63 \text{ KN}$$

$$R_D = -3.17 \text{ KN}$$

$$M(X) = 6.63 \times X - 5.03 \times \frac{X^2}{2}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow 6.63 - 5.03 \times X = 0 \Rightarrow X = 1.32 \text{ m}$$

$$M(1.32) = 4.37 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Max}} = 10.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{- Effort tranchant : } V_{\text{Max}} = 10.5 \text{ KN}$$

**Calcul a ELS :****- Moment en appuis :**

$$M_A = M_D = 0$$

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

$$M_B = -54.272 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -2.411 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**- Moment en travée :****Travée AB :**

$$M_{AB} = 5.257 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Travée BC :**

$$M_{BC} = 3.603 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

$$M_{CD} = 0.725 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Max}} = 5.257 \text{ KN.m}$$

**3.1.2.8 Tableaux récapitulatifs des sollicitations****3.1.2.8.1 TYPE 1**

*3.1.2.8.1.1 ELU*

Travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4	5.034	10.07	0	5.03	8.36	10.07	11.07
B-C	3.91	5.034	9.62	5.03	3.85	5.96	10.83	9.84
C-D	3.91	5.034	9.62	3.85	5.03	5.96	9.84	10.83
D-E	4	5.034	10.07	5.03	0	8.36	11.07	10.07

Tableau 3-2 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher terrasse accessible)

Travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4	5.03	10.06	0	5.03	8.36	10.06	11.07
B-C	3.91	5.03	9.61	5.03	3.85	5.95	10.82	9.83
C-D	3.91	5.03	9.61	3.85	5.03	5.95	9.83	10.82
D-E	4	5.03	10.06	5.03	0	8.36	11.07	10.06

Tableau 3-3 Les sollicitations à ELU, poutrelle type1 (Plancher usage d'habitation).

Travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4	6.01	12.01	0	6.01	10.38	12.01	13.21
B-C	3.91	6.01	11.48	6.01	4.59	7.49	12.91	11.74
C-D	3.91	6.01	11.48	4.59	6.01	7.49	11.74	12.91
D-E	4	6.01	12.01	6.01	0	10.38	13.21	12.01

Tableau 3-4 Les sollicitations à ELU, poutrelle type1 (Plancher usage bureaux).



## 3.1.2.8.1.2 ELS

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	3.62	7.24	0	3.62	6.02	7.24	7.97
B-C	3.91	3.62	6.92	3.62	2.77	4.28	7.79	7.08
C-D	3.91	3.62	6.92	2.77	3.62	4.28	7.08	7.97
D-E	4	3.62	7.24	3.62	0	6.02	7.97	7.24

Tableau 3-5 Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher terrasse accessible)

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	3.62	7.24	0	3.62	6.01	7.24	7.96
B-C	3.91	3.62	6.91	3.62	2.77	4.28	7.78	7.07
C-D	3.91	3.62	6.91	2.77	3.62	4.28	7.07	7.78
D-E	4	3.62	7.24	3.62	0	6.01	7.96	7.24

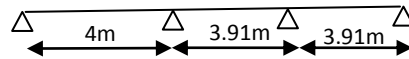
Tableau 3-6 Les sollicitations à ELS Plancher usage d'habitation

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	4.27	8.54	0	4.27	7.38	8.54	9.39
B-C	3.91	4.27	8.16	4.27	3.26	5.32	9.18	8.34
C-D	3.91	4.27	8.16	3.26	4.27	5.32	8.34	9.18
D-E	4	4.27	8.54	4.27	0	7.38	9.39	8.54

Tableau 3-7 Les sollicitations à ELS Plancher usage bureaux

## 3.1.2.8.2 TYPE 2

## 3.1.2.8.2.1 ELU



Travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4	5.03	10.07	0	5.03	8.36	10.07	11.07
B-C	3.91	5.03	9.62	5.03	4.81	5.48	10.83	10.83
C-D	3.91	5.03	9.62	4.81	0	7.99	10.83	9.84

Tableau 3-8 Les sollicitations à ELU, poutrelle type2 (Plancher terrasse accessible)

Travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4	5.03	10.06	0	5.03	8.36	10.06	11.07
B-C	3.91	5.03	9.61	5.03	4.81	5.47	10.82	10.82
C-D	3.91	5.03	9.61	4.81	0	7.99	10.82	9.83

Tableau 3-9 Les sollicitations à ELU Plancher usage habitation

Travée	L(m)	$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4	6.01	12.01	0	6.01	10.38	12.01	13.21
B-C	3.91	6.01	11.48	6.01	5.74	6.92	12.91	12.91
C-D	3.91	6.01	11.48	5.74	0	9.92	12.91	11.74

Tableau 3-10 Les sollicitations à ELU Plancher usage bureaux

## 3.1.2.8.2.2 ELS

Travée	L(m)	$q_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4	3.62	7.24	0	3.62	6.02	7.24	7.97
B-C	3.91	3.62	6.92	3.62	3.46	3.94	7.79	7.79
C-D	3.91	3.62	6.92	3.46	0	5.75	7.79	7.08

Tableau 3-11 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher terrasse accessible)

Travée	L (m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	3.62	7.24	0	3.62	6.01	7.24	7.96
B-C	3.91	3.62	6.91	3.62	3.46	3.94	7.78	7.78
C-D	3.91	3.62	6.91	3.46	0	5.74	7.78	7.07

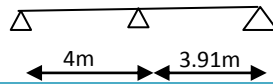
Tableau 3-12 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher usage d'habitation)

Travée	L (m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	4.27	8.54	0	4.27	7.38	8.54	9.39
B-C	3.91	4.27	8.16	4.27	4.08	4.917.05	9.18	9.18
C-D	3.91	4.27	8.16	4.08	0		9.18	8.34

Tableau 3-13 Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher usage bureaux)

### 3.1.2.8.3 TYPE 4

#### 3.1.2.8.3.1 ELU



Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	5.03	10.07	0	6.04	7.86	10.07	1.51
B-C	3.91	5.03	9.62	6.04	0	7.38	1.48	9.84

Tableau 3-14 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4(Plancher terrasse accessible)

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	6.01	12.01	0	7.21	9.78	12.01	1.8
B-C	3.91	6.01	11.48	7.21	0	9.18	1.76	11.74

Tableau 3-15 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (Plancher d'étage bureaux)

## 3.1.2.8.3.2 ELS

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	3.62	7.24	0	4.34	5.65	7.24	1.09
B-C	3.91	3.62	6.92	4.34	0	5.31	1.06	7.08

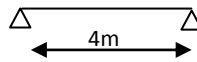
Tableau 3-16 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4(Plancher terrasse)

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	4.27	8.54	0	5.12	6.95	8.54	1.28
B-C	3.91	4.27	8.16	5.12	0	6.53	1.25	8.34

Tableau 3-17 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (Plancher bureaux)

## 3.1.2.8.4 TYPE 5

## 3.1.2.8.4.1 ELU



Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	6.01	12.01	0	0	13.38	12.01	12.01

Tableau 3-18 Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5 Plancher bureaux

## 3.1.2.8.4.2 ELS

Travée	L (m)	q <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	4	4.27	8.54	0	0	9.51	8.54	8.54

Tableau 3-19 Les sollicitations à ELS, poutrelle type 5 Plancher d'étage

### 3.1.2.9 Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables

#### 3.1.2.9.1 Plancher terrasse accessible

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	$M_{appui}^{max}$	$M_{trav}^{max}$	$V^{max}$	$M_{0max}$	$M_{appui}^{max}$	$M_{trav}^{max}$	$V^{max}$	$M_{0maxrive}$
	(KN.m)	(KN.m)	(KN)		(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
Type1	5.03	8.36	11.07	10.07	3.62	6.02	7.97	7.24
Type2	5.03	8.36	11.07	10.07	3.62	6.02	7.97	7.24
Type3	/	/	/	/	/	/	/	/
Type4	7.21	9.78	11.74	10.07	4.34	5.65	7.24	7.24
Type5	0	13.38	12.01	12.01	0	9.51	8.54	8.54

Tableau 3-20 sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse).

#### 3.1.2.9.2 Plancher étage habitation

Types	ELU				ELS			
	$M_{appui}^{max}$	$M_{trav}^{max}$	$V^{max}$	$M_{0max}^{rive}$	$M_{appui}^{max}$	$M_{trav}^{max}$	$V^{max}$	$M_{0max}^{rive}$
	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
Type1	5.03	8.36	11.07	10.06	3.62	6.01	7.96	7.24
Type2	5.03	8.36	11.07	10.06	3.62	6.01	7.96	7.24
Type3	8.669	7.192	13.271	/	6.252	5.187	/	/

Tableau 3-21 sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher étage habitation).

#### 3.1.2.9.3 Plancher étage bureaux

Types	ELU				ELS			
	$M_{appui}^{max}$	$M_{trav}^{max}$	$V^{max}$	$M_{0max}^{rive}$	$M_{appui}^{max}$	$M_{trav}^{max}$	$V^{max}$	$M_{0max}^{rive}$
	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
Type1	6.01	10.38	13.21	12.01	4.27	7.38	9.39	8.54
Type2	6.01	10.38	13.21	12.01	4.27	7.38	9.39	8.54
Type3	/	/	/	/	/	/	/	/
Type 4	7.21	9.78	12.01	12.01	5.12	6.95	8.54	8.54
Type 5	0	13.38	12.01	12.01	0	9.51	8.54	8.54

Tableau 3-22 sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher étage bureaux).

### 3.1.2.10 Sollicitation maximales

poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse accessible	$M_t^{max}=13.38\text{KNm}$	$M_t^{max}=9.51\text{KNm}$
	$M_a^{max}=-7.21\text{KNm}$	$M_a^{max}=-4.34\text{KNm}$
	$V_u^{max}=12.01\text{KN}$	$V_s^{max}=8.54\text{KN}$
	$M_a^{rive}=-0.15 \times 12.01 = 1.801\text{KNm}$	$M_a^{rive}=-0.15 \times 12.01 = 1.801\text{KNm}$
Plancher à usage habitation	$M_t^{max}=8.36\text{KNm}$	$M_t^{max}=6.01\text{KNm}$
	$M_a^{max}=-8.669\text{KNm}$	$M_a^{max}=-6.252\text{KNm}$
	$V_u^{max}=13.271\text{KN}$	$V_s^{max}=8.54\text{KN}$
	$M_a^{rive}=-0.15 \times 10.06 = 1.509\text{KNm}$	$M_a^{rive}=-0.15 \times 10.06 = -1.51\text{KNm}$
Plancher à usage bureaux	$M_t^{max}=13.38\text{KNm}$	$M_t^{max}=9.51\text{KNm}$
	$M_a^{max}=7.21\text{KNm}$	$M_a^{max}=5.12\text{KNm}$
	$V_u^{max}=13.21\text{KN}$	$V_s^{max}=9.39\text{KN}$
	$M_a^{rive}=-0.15 \times 12.01 = 1.801\text{KNm}$	$M_a^{rive}=-0.15 \times 8.54 = -1.281\text{KNm}$
Poutrelle 5	$M_t^{max}=13.38\text{KNm}$	$M_t^{max}=9.51\text{KNm}$
	$M_a^{max}=0\text{KNm}$	$M_a^{max}=0\text{KNm}$
	$V_u^{max}=12.01\text{KN}$	$V_s^{max}=8.54\text{KN}$
	$M_a^{rive}=0.15 \times 12.01 = 1.801\text{KNm}$	$M_a^{rive}=0.15 \times 8.54 = 1.281\text{KNm}$

Tableau 3-23 Les sollicitations maximales des poutrelles

### 3.1.3 Ferrailage des poutrelles

#### 3.1.3.1 Plancher Etage Courant (Type 1)

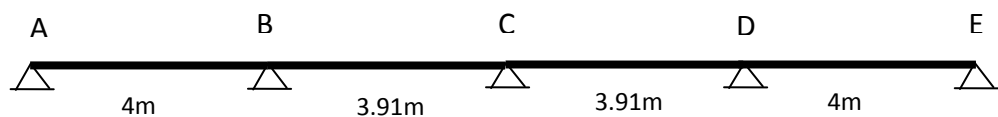


Figure 3-10 Poutrelle type 1

En travée On ferraille toutes les travées de la même manière avec

$$M_t^{max} = 10.38 \text{ KN.m}$$

En appui, même chose :  $M_a^{max} = 6 \text{ KN.m}$  avec :  $V_{Max} = 13.2 \text{ KN}$

Sauf pour les appuis de rive qu'on ferraille avec :  $M_a = 0.15 \text{ Max } (M_{01}, M_{04}) = 0.15 M_{01}$

$M_a = 1.8 \text{ KN.m}$ .

### Ferrailage en travée

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 21 - 3 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{Tu} = 71.53 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} > M_u \Rightarrow$  Calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$

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

$$\mu_{bu} = \frac{10.38 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0347$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.044$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.176 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{10.38 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 2T8+1T10 = 1.79 cm<sup>2</sup>

### Appuis intermédiaires

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance  $\Rightarrow$  La section étudiée  $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.130$$

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

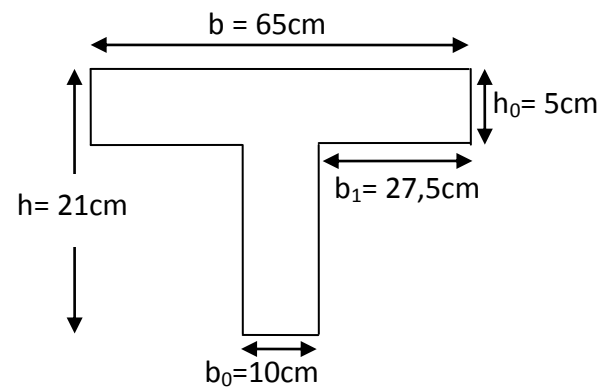


Figure 3-11 Schéma d'une poutrelle en T

$$\alpha = 0.175$$

$$z = 0.167 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_{\max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{6 \times 10^{-3}}{348 \times 0.167} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ T10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis de rive : } M_a = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.039$$

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

$$\alpha = 0.049$$

$$z = 0.176 \text{ m}$$

$$A = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 1\text{T8} = 0.50 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{En travée } A_t = 1.79 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis } A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

[1]

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13.2 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.733 \text{ MPa} \quad [2]$$

### Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad [2]$$

$$\tau_{bu} = 0.733 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

### Ferraillage transversal



On choisit un étrier 2  $\phi$  8

$$St \leq \min(0,9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 16.2 \text{ cm} \quad (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} \quad K=1: \text{ Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.} \quad [2]$$

$$\alpha = 90 \text{ (Les armatures sont perpendiculaires)}$$

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1}{10 \times (0.733 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 310.67$$

$$(3): \quad S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 100 \text{ cm}$$

### 3.1.3.2 Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

- Appui intermédiaire

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times [13.2 - \frac{6}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq -1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{aucune vérification à faire}$$

- Appuis de rive

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_t = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.86 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 18.39 \times 10^{-3}}{400} = 0.052 \text{ cm}^2$$

- Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{13.2 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.1)}{1.8 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.05} = 0.6 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

### 3.1.3.3 Vérification à l'ELS

#### 3.1.3.3.1 État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**En travée :**  $M_t = 7.36 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

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

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

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 1.79 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.05)$$

$$\Rightarrow H = 4.63 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre dans la table}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + 15 \times 1.79 \times y - 15 \times 1.79 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 3.46 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times 3.46^3}{3} + 15 \times 1.79 \times (18 - 3.46)^2 \Rightarrow I = 6573.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.36 \times 3.46 \times 10^3}{6573.87} = 3.87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

**En appuis :**  $M_a = 4.26 \text{ KN.m}$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + 15 \times 1.57 \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.15 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{10 \times 7.15^3}{3} + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.15)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.26 \times 7.15 \times 10^3}{3990.78} = 7.63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

### - Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{400} = 0.0525 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Avec :  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes ( instantanée ou différés).

$f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

$f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

### Exemple de calcul :

$$y = 3.46 \text{ cm}$$

$$I = 6573.87 \text{ cm}^2$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_V = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 21 + 15 \times 1.79 = 1391.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1391.85} \times \left( \frac{65 \times 21^2}{2} + 15 \times 1.79 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.65 \text{ cm}$$

$$V_2 = 21 - 10.65 \Rightarrow V_2 = 10.35 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.65^3 + 10.35^3) + 15 \times 1.79 \times (10.35 + 3)^2 \Rightarrow I_0 = 54979.74 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.79}{10 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.01 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} = 4.26$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.704$$

$$qg = 4.066 \times 0.65 = 2.64 \text{ KN/m}$$

$$qj = 3.626 \times 0.65 = 2.357 \text{ KN/m}$$

$$qp = (4.066 + 1.5) \times 0.65 = 3.617 \text{ KN/m}$$

qg: Charge permanente qui revient à la poutrelle

qj : Charge permanente sans revêtement.

qp: Charge permanente et surcharge d'exploitation

$$M_{serg} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times \frac{2.64 \times 4^2}{8} = 3.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times \frac{2.357 \times 4^2}{8} = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times \frac{3.617 \times 4^2}{8} = 5.43 \text{ KN.m}$$

**Calcul de  $\sigma_s$  :** 
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{3.96 \times (0.18 - 0.0346)}{6573.87} \times 10^5 = 131.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.54 \times (0.18 - 0.0346)}{6573.87} \times 10^5 = 117.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{5.43 \times (0.18 - 0.0346)}{6573.87} \times 10^5 = 180.15 \text{ MPa}$$

### Calcul de $\mu$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 131.38 + 2.1} = 0.50$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 117.44 + 2.1} = 0.46$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 180.15 + 2.1} = 0.6$$

### Calcul des inerties

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = \frac{1.1 \times 54979.74}{1 + 4.26 \times 0.46} = 20434.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fg} = \frac{1.1 \times 54979.74}{1 + 4.26 \times 0.5} = 19321.95 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fp} = \frac{1.1 \times 54979.74}{1 + 4.26 \times 0.6} = 17007.23 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 54979.74}{1 + 1.704 \times 0.5} = 32655.35 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{3.54 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 20434.42} \times 10^7 = 0.086 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{3.96 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 19321.23} \times 10^7 = 0.102 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{3.96 \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 32655.35} \times 10^7 = 0.18 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{5.43 \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 17007.23} \times 10^7 = 0.16 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.18 + 0.16 - 0.102 - 0.086 = 0.152 \text{ cm} < f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$$

condition vérifié

### 3.1.3.4 Ferrailages des poutrelles

		M KNm	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Plancher terrasse	travée	13.38	0.04	0.057	0.175	2.186	1.41	3AH10=2.36
			4					
	Appui int	7.21	0.15	0.214	0.164	1.25	0.21	2HA10=1.57
			6					
	Appui rive	1.801	0.03	0.049	0.176	0.293	0.21	1HA8=0.5
			9					
Plancher Usage habitaion	travée	8.36	0.02	0.035	0.177	1.35	1.41	3HA8=1.51
			7					
	Appui int	8.669	0.18	0.263	0.161	1.54	0.21	2HA=10=1.57
			8					
	Appui rive	1.509	0.03	0.041	0.176	0.244	0.21	1HA8=0.5
			2					
Plancher a usage bureaux	travée	13.38	0.04	0.057	0.175	2.18	1.41	3HA10=2.36
			4					
	Appui int	7.21	0.15	0.214	0.164	1.25	0.21	2HA10=1.57
			6					
	Appui rive	1.801	0.03	0.049	0.176	0.29	0.21	1HA8=0.5
			9					
Type5	travée	13.38	0.04	0.057	0.175	2.18	1.41	3HA10=2.36
			4					
	Appui int	0	0	0	0.18	0	0.21	2HA10=1.57
	Appui rive	1.801	0.03	0.049	0.176	0.29	0.21	1HA8=0.5
			9					

Tableau 3-24 Ferrailages des poutrelles

### 3.1.3.5 Vérifications des contraintes à E.L.S

#### 3.1.3.5.1 Etat limite de compression de béton

Plancher	En travée				En appui				Observa
	$M_t$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (Mpa)	$M_t$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (Mpa)	
Plancher terrasse	9.51	3.9	8278.8	4.48	4.34	3.3	5918.8	2.42	Vérifier
Plancher Usage habitation s	6.01	3.2	5656.47	3.4	6.252	3.3	5928.62	3.48	Vérifier
Plancher a usage bureaux	9.51	3.9	8278.8	4.48	5.12	3.3	5928.42	2.85	Vérifier
Type5	9.51	3.9	8278.8	4.48	1.281	3.3	5412.67	0.71	Vérifier

Tableau 3-25 Vérification des états limites de compression du béton.

#### 3.1.3.5.2 Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Planchers	Etage bureaux	Terrasse
$M_{jser}$ (KN.m)	4.16	4.16
$M_{gser}$ (KN.m)	6.5	6.51
$M_{pser}$ (KN.m)	10.50	8.91
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	20690	20690
$\rho$	0.0131	0.0131
$\lambda_v$	1.301	1.301
$\lambda_i$	3.253	3.253
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	105.58	105.58
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	165.12	165.28
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	266.64	226.2

$\mu_j$	0.51	0.51
$\mu_g$	0.65	0.65
$\mu_p$	0.771	0.73
$I_{f_{ij}}$ (Cm <sup>4</sup> )	8467.3	8467.3
$I_{f_{ig}}$ (Cm <sup>4</sup> )	7243.1	7241.1
$I_{f_{ip}}$ (Cm <sup>4</sup> )	6484.1	6699.6
$I_{f_{vg}}$ (Cm <sup>4</sup> )	12257	13586
$f_{ji}$ (mm)	2.5	2.42
$f_{gi}$ (mm)	4.55	4.43
$f_{pi}$ (mm)	6.78	6.55
$f_{gv}$ (mm)	7.7	7.85
$\Delta f$ (mm)	7.43	7.55
$f_{adm}$ (mm)	8	8

Tableau 3-26 Vérification des états limites de déformation

### 3.1.3.6 Schémas de Ferrailage des Poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Terrasse + TYPE5			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive



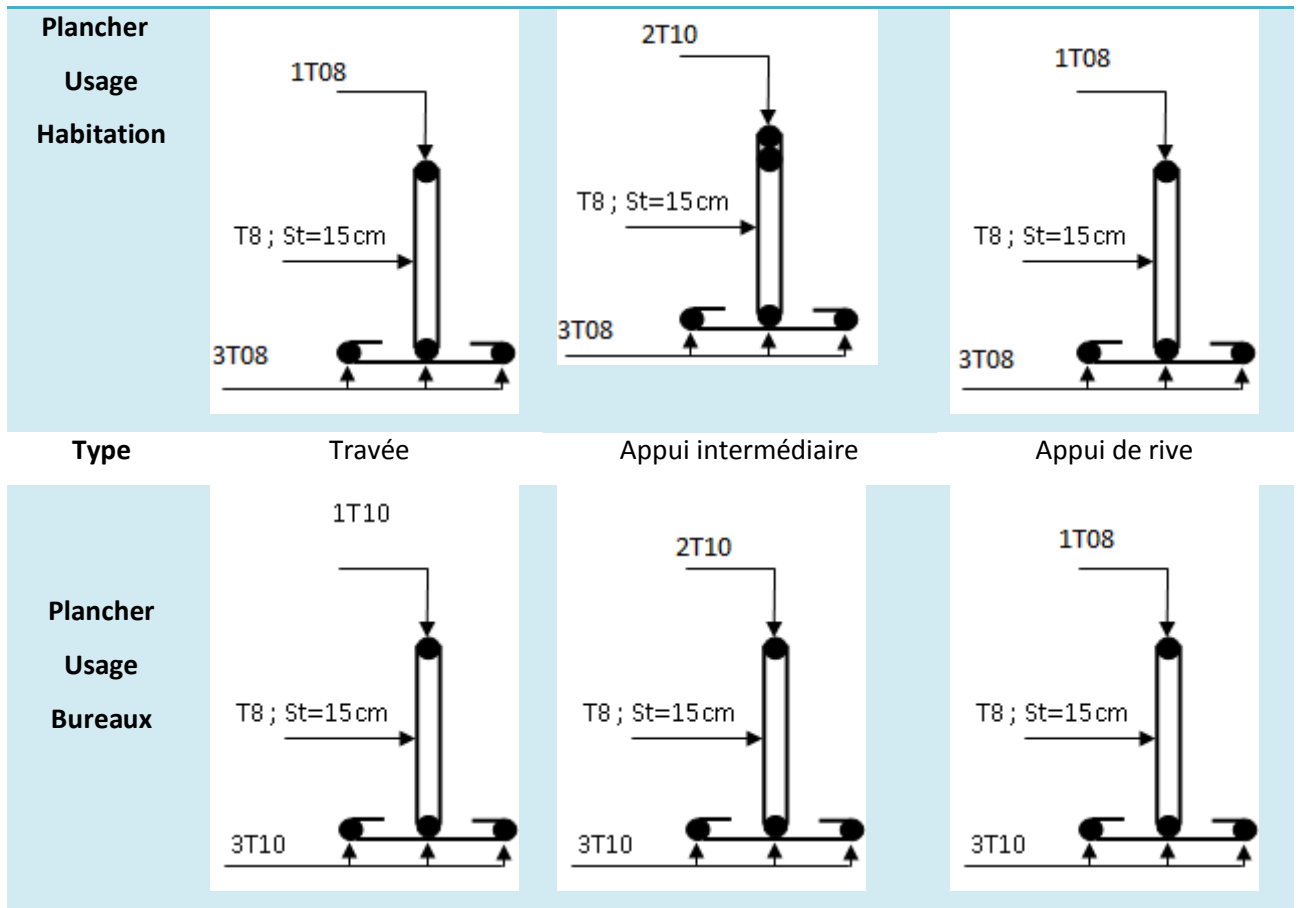


Figure 3-12 Schéma de Ferrailage des Poutrelles

### 3.1.3.7 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel

Les Dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

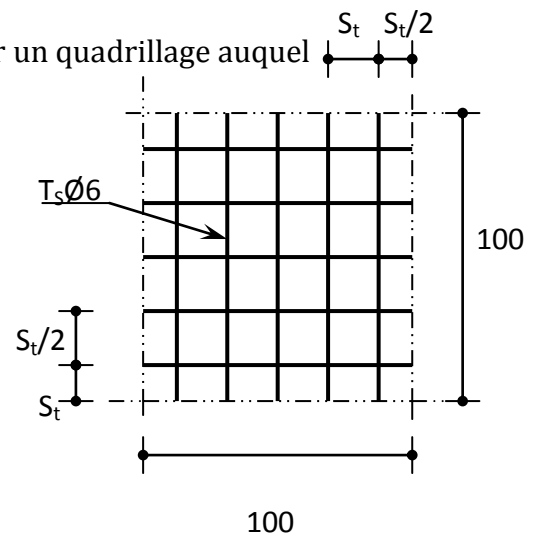


Figure 3-13 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$A_2$ : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

On a:  $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition**

$$A_2 = A_1 / 4 = 0,35 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6  $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

### 3.1.4 Etude des escaliers

#### 3.1.4.1 1<sup>er</sup> Type :( Etage courant)

$$G_v = 8.485 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.37 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{\AA l'ELU : } q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{\AA l'ELS : } q = G + Q$$

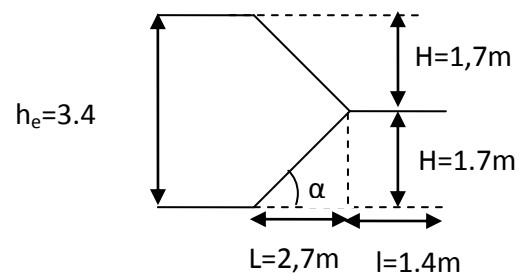


Figure 3-14 Schéma de l'escalier d'étage courant, RDC et soupenne

	$q_{\text{volée}} \text{ (KN/m)}$	$q_{\text{palier}} \text{ (KN/m)}$
<b>l'ELU</b>	<b>17.45</b>	<b>13.25</b>
<b>l'ELS</b>	<b>12.485</b>	<b>9.37</b>

Tableau 3-27 Calcul des charges de l'escalier

- **Les réactions**

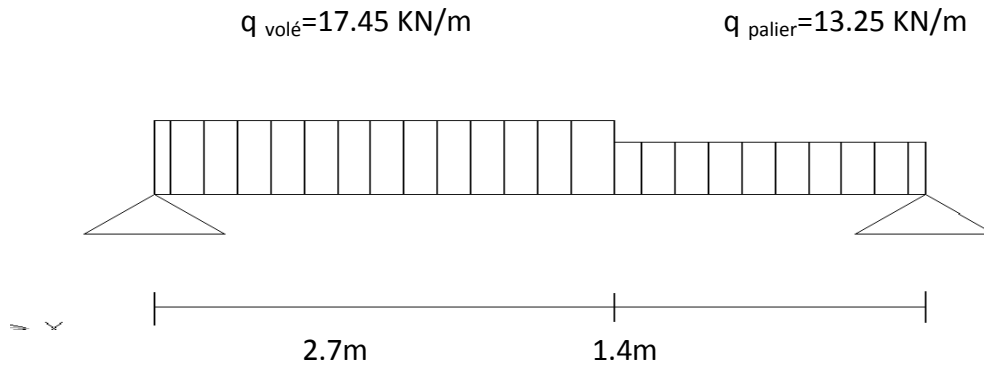


Figure 3-15 Réactions

$$R_A = 34.77 \text{ KN}$$

$$R_B = 30.9 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 34.64 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 34.77 \text{ KN}$$

### 3.1.4.2 Le Ferrailage de l'escalier

#### 3.1.4.2.1 Étage courant

$$M_0 = M_{\max} = 34.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 34.64 = 29.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 34.64 = 17.32 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

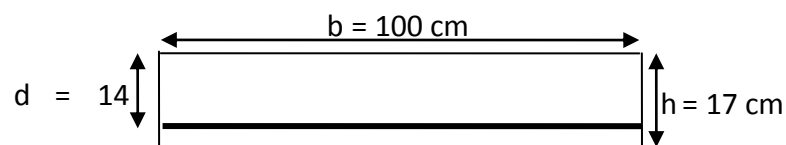


Figure 3-16 Bande d'escalier étage courant

#### 3.1.4.2.1.1 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailages

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	29.44	0.10605	0.14046	0.1321	6.40	<b>6T12 = 6.78</b>
En appui	<b>17.32</b>	<b>0.062</b>	<b>0.080</b>	<b>0.135</b>	<b>3.67</b>	<b>5 T10 = 3.95</b>

Tableau 3-28 Résultat de ferrailage de l'escalier étage courant

- Les armatures de répartition

**En appuis :**  $A_r = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$

**En travée :**  $A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.99 \text{ cm}^2$

Soit  $A_r^a = 4T08/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

*3.1.4.2.1.2 Vérifications à l'Etat Limite Ultime*

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_r = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 3.95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.25 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.25 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec } A_l = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.6 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 34.77 \times 10^{-3}}{400} = 1 \text{ cm}^2 \text{ .....vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales:**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

### 3.1.4.2.1.3 Vérification à l'ELS

#### - État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$R_A = 24.84 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.97 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 24.72 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 24.84 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 \times 24.72 = 18.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 24.72 = 12.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M ser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>Appuis</b>	21.02	12212	4.41	7.6	<b>15</b>
<b>Travées</b>	<b>12.36</b>	<b>6586</b>	<b>3.2</b>	<b>8.98</b>	<b>15</b>

Tableau 3-29 Vérification des contraintes.

- **État limite de déformation**

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{410} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : } f_{adm} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

- **Exemple de calcul**

$$y = 4.41 \text{ cm}$$

$$I = 12212 \text{ cm}^2$$

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

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 17 + 15 \times 6.78 = 1801.7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1801.7} \times \left( \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 14 \right) = 8.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = 17 - 8.81 \Rightarrow V_2 = 8.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (8.81^3 + 8.19^3) + 15 \times 6.78 \times (8.19 + 3)^2 = 53839.51 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{6.78}{100 \times 14} = 0.0048$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0048 \times (2 + 3)} = 4.375$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.75$$

**Sous g :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 8.48 \text{ KN/m} \\ G_p = 5.37 \text{ KN/m} \end{array} \right. \Rightarrow q = 7.42 \text{ KN}$$

$$M_{serg} = 0.85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.85 \times 15.6 = 13.25 \text{ KN.m}$$

**Sous j :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 5.02 \text{ KN/m} \\ G_p = 4.25 \text{ KN/m} \end{array} \right. \Rightarrow q = 4.76 \text{ KN}$$

$$M_{serj} = 0.85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.85 \times 10 = 8.5 \text{ KN.m}$$

**Sous p :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_v = 12.48 \text{ KN/m} \\ q_p = 9.37 \text{ KN/m} \end{array} \right. \Rightarrow q = 11.42 \text{ KN}$$

$$M_{serp} = 0.85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.85 \times 24 = 28.22 \text{ KN.m}$$

**Calcul de  $\sigma_s$  :**  $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{13.25 \times (0.14 - 0.0441)}{12212} \times 10^5 = 156.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.5 \times (0.14 - 0.0441) \times 10^5}{12212} = 100.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{28.22 \times (0.14 - 0.0441) \times 10^5}{12212} = 343.16 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu$  :**  $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 156.07 + 2.1} = 0.28$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 100.12 + 2.1} = 0.09$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 343.16 + 2.1} = 0.569$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 192983 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 120591 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 77335 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 180074 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{8.5 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 192983} \times 10^5 = 0.228 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{13.25 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 120591} \times 10^5 = 0.569 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{13.25 \times 4.1^2}{10 \times 10721.4 \times 180074} \times 10^5 = 1.14 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{28.22 \times 4.1^2}{10 \times 32164.2 \times 77335} \times 10^5 = 1.889 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.14 + 1.889 - 0.569 - 0.228 = 2.232 \text{ mm} < \Rightarrow$$

$$f_{adm} = \frac{410}{500} = 8.2 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

### 3.1.4.2.2 2<sup>ème</sup> Type rez de chaussée

$$G_v = 7.74 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 4.62 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{À l'ELU : } q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\text{À l'ELS : } q = G + Q$$

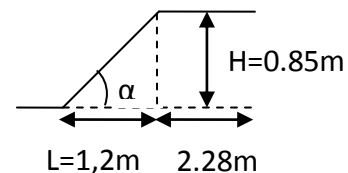


Figure 3-17 Schéma de l'escalier RDC.

	q volée (KN/m)	q palier (KN/m)
<b>l'ELU</b>	<b>16.45</b>	<b>12.23</b>
<b>l'ELS</b>	<b>11.74</b>	<b>8.62</b>

Tableau 3-30 Calcul des charges de l'escalier



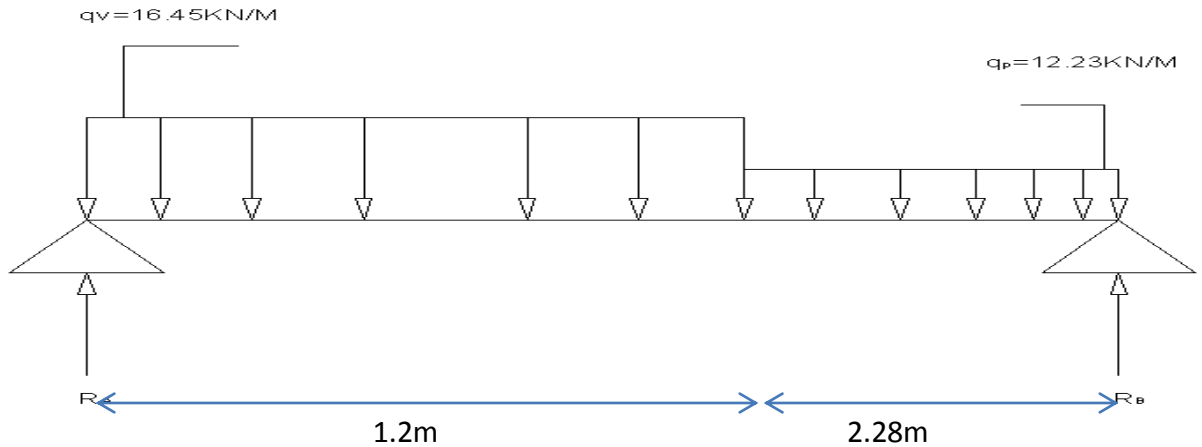


Figure 3-18 Schéma de chargement de l'escalier type2

### 3.1.4.2.3 Étage soupente

$$R_A = 25.47 \text{ KN}$$

$$R_B = 22.16 \text{ KN}$$

$$M_{0\text{max}} = 20.07 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 25.47 \text{ KN}$$

$$M_{\text{trave}} = 17.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{app}} = 10.03 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

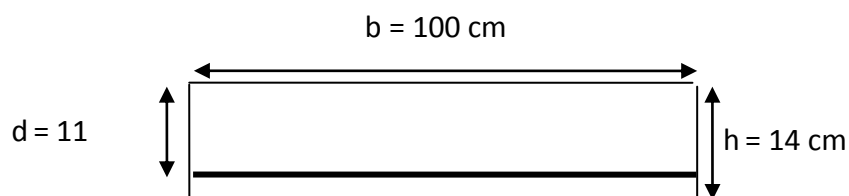


Figure 3-19 Bande d'escalier étage soupente

#### 3.1.4.2.3.1 Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages

Localisation	M (KN .m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	$A_{\text{calculée}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	17.04	0.099	0,131	0.104	4.70	<b>5T12 = 5.65</b>
En appui	<b>10.03</b>	<b>0.036</b>	<b>0.046</b>	<b>0.137</b>	<b>2.099</b>	<b>5T10 = 3.95</b>

Tableau 3-31 Résultat de ferrailage des escaliers étages services

**- Les armatures de répartition**

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4\text{T8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4\text{T8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

*3.1.4.2.3.2 Vérification à l'état limite ultime*

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.11 \times \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

**En appuis :**  $A_a = 3.95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

**- Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.23 \text{ MPa}$$

**- Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

**- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec } A_l = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.6 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times \frac{25.47 \times 10^{-3}}{400} = 0.73 \text{ cm}^2 \text{ .....vérifiée}$$

**- Espacement des armatures**

Armatures longitudinales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

### 3.1.4.2.3.3 Vérification à l'ELS

#### - État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$R_A = 18.09 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.64 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 14.19 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 18.14 \text{ KN}$$

$$M_t = 12.06 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>Appuis</b>	7.09	4690.4	3.066	4.64	<b>15</b>
<b>Travées</b>	<b>12.06</b>	<b>6195.1</b>	<b>3.55</b>	<b>6.92</b>	<b>15</b>

Tableau 3-32 Vérification des contraintes.

### 3.1.4.2.3.4 État limite de déformation

#### Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{348} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{348}{500} = 0.69 \text{ cm}$

$$y = 3.55 \text{ cm}$$

$$I = 6195.1 \text{ cm}^2$$

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

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_g = 7.33 \text{ Kn.m}$$

$$M_j = 4.85 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 12.47 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau suivant :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>ij</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
3.48	5.65	0.12313	0.29716	0.62834	0.732636	0.94	6.96

Tableau 3-33 Calcul de la flèche

### 3.1.4.2.4 3<sup>ème</sup> Type (sous-sol)

$$G_v = 8.865 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.37 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELU :  $q = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

À l'ELS :  $q = G + Q$

	$q_{\text{volée}} \text{ (KN/m)}$	$q_{\text{palier}} \text{ (KN/m)}$
<b>l'ELU</b>	<b>17.96</b>	<b>13.25</b>
<b>l'ELS</b>	<b>12.86</b>	<b>9.37</b>

Tableau 3-34 Calcul des charges de l'escalier

**- Les réactions**

$q_{\text{volée}} = 17.96 \text{ KN/m}$

$q_{\text{palier}} = 13.25 \text{ KN/m}$

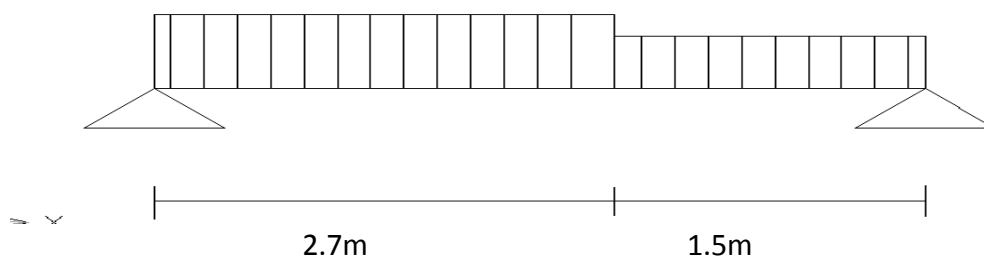


Figure 3-20 Réactions sous-sol.

$R_A = 36.45 \text{ KN}$

$R_B = 31.91 \text{ KN}$

$M_{\text{max}} = 37 \text{ KN.m}$

$V_{\text{max}} = 36.45 \text{ KN}$

**3.1.4.2.4.1 Le Ferrailage de l'escalier (sous-sol)**

$M_t = 31.45 \text{ KN.m}$

$M_a = 18.5 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

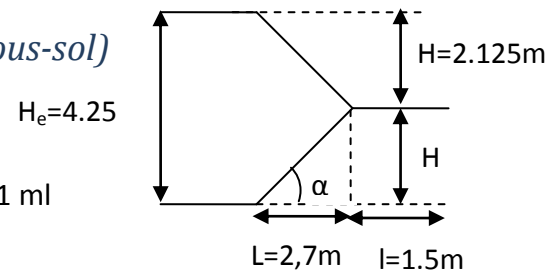


Figure 3-21 Schéma de l'escalier du sous-sol

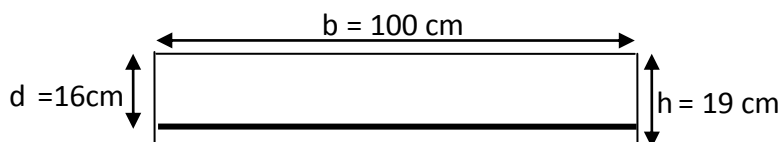


Figure 3-22 Bande d'escalier étage soupenste

3.1.4.2.4.2 Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages

Localisation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	31.45	0.113	0.15	0.131	6.87	5T14 = 7.70
En appui	18.5	0.066	0.86	0.135	3.93	5T12 = 5.65

Tableau 3-35 Résultat de ferrillage de l'escalier étage courant

- Les armatures de répartition

En appuis :  $A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

En travée :  $A^t = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$

Soit  $A_r^a = 4 \text{ T10/ml} = 3.16 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4 \text{ T10/ml} = 3.16 \text{ cm}^2$

Vérifications à l'Etat Limite Ultime

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

En appuis :  $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.25 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$  Avec  $A_l = 10.74 \text{ cm}^2$

$A_l = 13.33 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 36.45 \times 10^{-3}}{400} = 1.05 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

- Espacement des armatures

- **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales**

$$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

### 3.1.4.2.4.3 Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$R_A = 26.07 \text{ KN}$$

$$R_B = 22.7 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 26.42 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 26.07 \text{ KN}$$

$$M_t = 22.47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 13.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M ser (KN .m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>Appuis</b>	13.21	10604	4.09	5.10	<b>15</b>
<b>Travées</b>	<b>22.47</b>	<b>13.449</b>	<b>4.64</b>	<b>7.76</b>	<b>15</b>

Tableau 3-36 Vérification des contraintes.

- **État limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{420} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$

Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau suivant :

L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>ij</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
4.2	7.70	0.30091	0.6924	1,3764	1,3106	1,69	8,4

Tableau 3-37 Calcul de la flèche

### 3.1.4.2.5 Schéma de ferrailage des escaliers

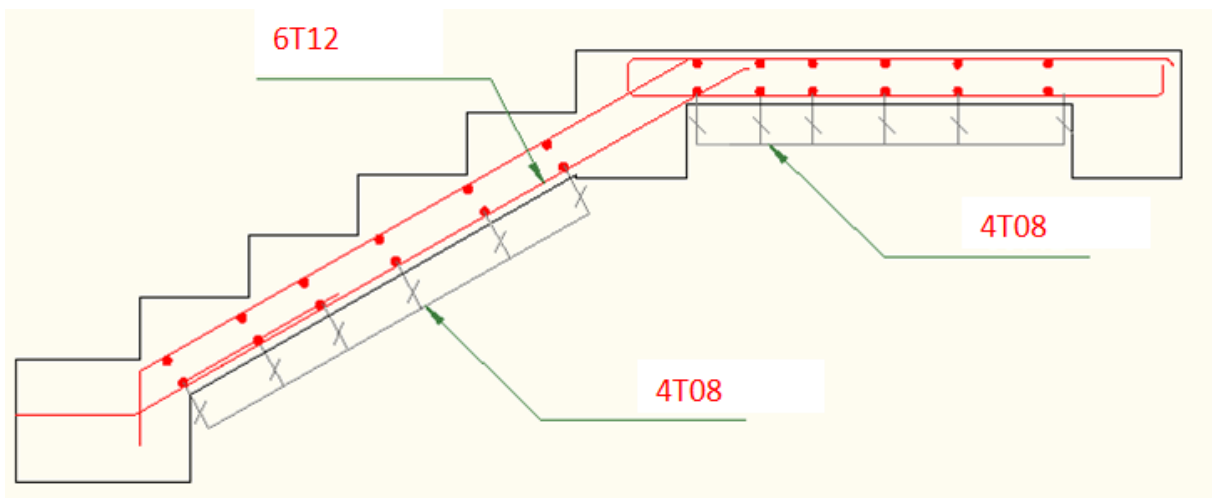


Figure 3-23 Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant



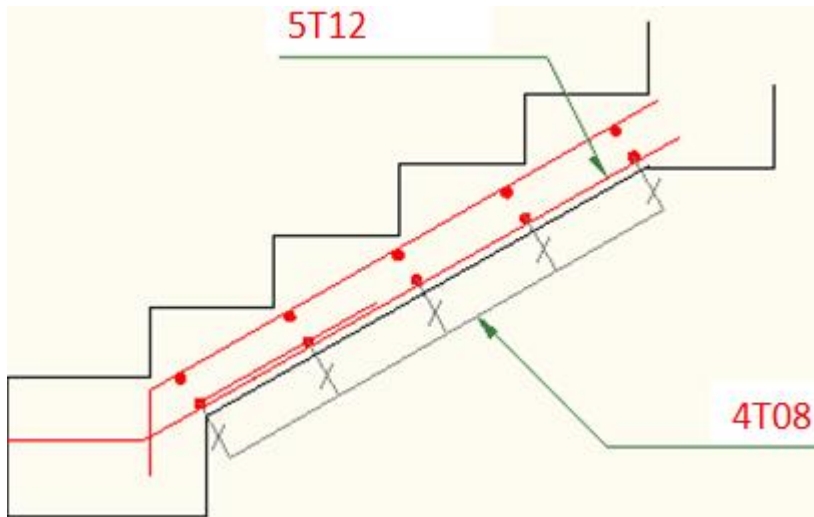
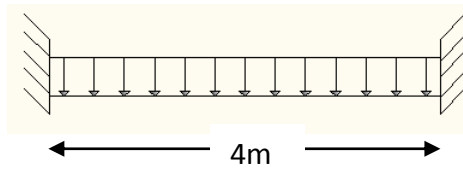


Figure 3-25 Schéma de ferrailage de l'escalier RDC

### 3.1.4.3 Etude de la poutre palière

#### 3.1.4.3.1 Dimensionnement

Condition de la flèche :



$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33cm < h < 26.67cm$$

Figure 3-26 Poutre palière.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

**Les charges sur la poutre :**  $g_0$  Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 KN / m$$

Poids propre du mur :

$$g_m = 2.76 \times \left( \frac{4.25 - 0.5}{2} \right) = 5.175 KN / ml$$

#### 3.1.4.3.1.1 Les sollicitations de la poutre palière

ELU

ELS

$R_B = 31.91 \text{ KN}$	$R_B = 22.71 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 39.71 \text{ KN/m}$	$P_s = 30.51 \text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 26.473 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 20.34 \text{ KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -52.946 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -40.68 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 79.42 \text{ KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 61.02 \text{ KN}$

Tableau 3-38 Les sollicitations de la poutre palière.

### 3.1.4.3.1.2 Calcul de la section d'armature à la flexion simple

	$M (\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	26.473	0.06	0.078	0.309	2.45	4.5
<b>En appuis</b>	52.946	0.121	0.162	0.299	5.08	4.5

Tableau 3-39 ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- **Exigence du RPA Art 7.5.2.1 :**  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$

### 3.1.4.3.2 Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 79.42 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.827 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

C'est vérifié.

### 3.1.4.3.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (79.42 \times 10^{-3} - \frac{52.9 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = - 3 \text{ cm}^2$$

Vérifier.

### 3.1.4.3.4 Calcul de l'espacement $S_t$

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8$  On opte :  $S_t = 15 \text{ cm}$  en travée et  $S_t = 10 \text{ cm}$  en appui

**3.1.4.3.5 Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-16**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 10.03KN.m$$

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**

**(ChapI.II.b)**

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracer a mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A<sub>l</sub> : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1.1\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.15\text{cm}^2$$

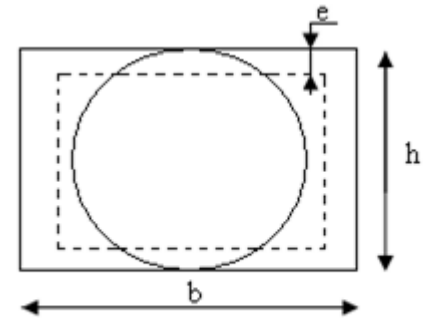


Figure 3-27 Section a la torsion

**- Section d'armatures finale**

**•En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.45 + \frac{2.15}{2} \Rightarrow A^t = 3.525\text{m}^2 < A_{min} = 5.25\text{cm}^2$$

On ferraille avec A<sub>min</sub>, Soit : A<sup>t</sup> = 3HA14 = 4.62cm<sup>2</sup>

**•En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 5.08 + \frac{2.15}{2} \Rightarrow A^a = 6.155\text{cm}^2 \geq A_{min} = 5.25\text{cm}^2.$$

On ferraille avec A<sub>min</sub>, Soit : A<sup>a</sup> = 3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>

**3.1.4.3.6 Vérification de la contrainte de cisaillement**  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$  .....BAEL (ChapI.III)

On a V<sub>max</sub> = 79.42 KN;  $\tau_{flexion} = 0.827\text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.03 \times 10^{-3}}{0.075 \times 2 \times 0.05} = 1.33 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

### 3.1.4.3.7 Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.03 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.33 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_t = 1.35 + 0.33 = 1.68 \text{ cm}^2$ ; Soit un cadre et un étrier  $\emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### 3.1.4.3.8 Vérification à ELS

#### - Etat limite de compression de béton

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

**Sur appuis** ( $M_a = 40.64 \text{ KN.m}$ ) ;  $y = 9.4 \text{ cm}$  ;  $I = 38949 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 9.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$  ..... Condition vérifié

En travée :  $M_t = 20.34$ ;  $y = 11.17 \text{ cm}$  ;  $I = 52987 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$  .....Condition vérifié

#### - Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0875 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.103 > 0.033; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4}{f_e} \Rightarrow 0.0054 < 0.01 \quad \text{La vérification de la}$$

flèche n'est pas nécessaire.

## 3.1.4.3.9 Schéma de ferrailage de la poutre palière (Appuis+travée)

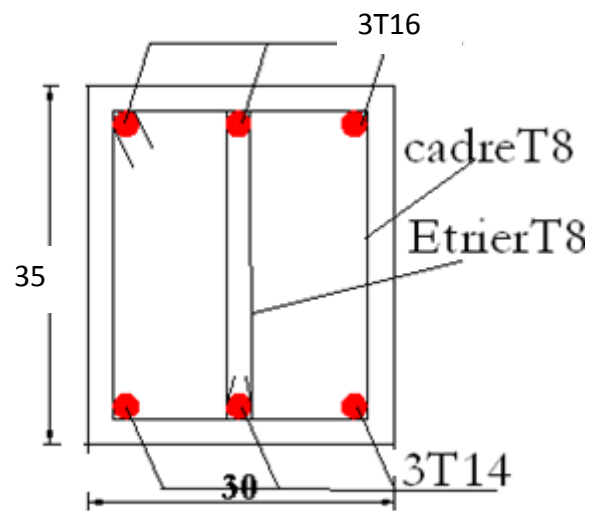


Figure 3-28 Ferrailage de la poutre palière

### 3.1.5 ETUDE DES DALLES PLEINE

#### 3.1.5.1 Calcul de la dalle pleine sur 4 appuis

Les dalles pleines sont des pièces minces et plane, elle reposent sans ou avec continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constituée par des poutres, poutrelles ou murs.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$L_x$ =la plus petite dimension du panneau.

$L_y$ =la plus grand dimension du panneau.

Si  $\rho \leq 0.4$   $\longrightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho \geq 0.4$   $\longrightarrow$  la dalle travaille suivant deux sens.

Dalle étage bureaux

$$G = 4.07 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul a L'ELU :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 9.2445 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 6.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{1.83}{6.9} = 0.26 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans un sens (le sens x)}$$

Elle se calcul comme une poutre.

En travée :

$$M_t = [0.75 ; 0.85] M_0 = 0.85 M_0$$

à l'appuis :

$$M_a = [0.4 ; 0.5] M_0 = -0.4 M_0$$

#### - Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

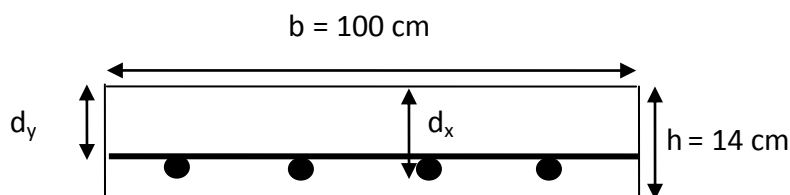


Figure 3-29 Section à ferrailée de la dalle

### 3.1.5.2 Dalles pleines sur trois appuis

#### 3.1.5.2.1 Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2}{8} (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{P \times l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{24} \end{cases} \quad L_x = 1.83m$$

$$2) l_y \leq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2 \times l_x}{2} - \frac{2 \times P \times l_y^3}{3} \end{cases}$$

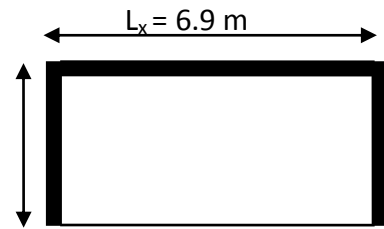
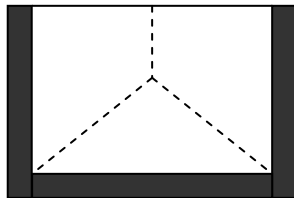
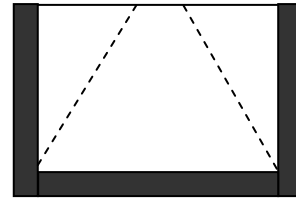


Figure 3-30 1<sup>er</sup> type de dalle pleine sur trois appuis



$$L_x \geq L_y/2$$



$$L_x < L_y/2$$

Figure 3-31 Disposition des lignes de ruptures

#### 3.1.5.2.1.1 Calcul des sollicitations

$$\frac{L_x}{2} = \frac{6.9}{2} = 3.45 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_y^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_y^2}{2} \times L_x - \frac{2}{3} \times p \times L_y^3 \end{cases}$$

#### 3.1.5.2.1.2 Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0y} = 9.2445 \times \frac{1.83^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 9.442KN.m \\ M_{0x} = 9.2445 \times \frac{1.83^2}{2} \times 6.9 - \frac{2}{3} \times 9.2445 \times 1.83^3 \Rightarrow M_{0x} = 69.04KN.m \end{cases}$$

- **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 8.0257 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 58.684 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.3M_{0y} = 20.712 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.3M_{0y} = 20.712 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left( \frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left( \frac{1.2}{2} + 3 \right) = 10.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left( \frac{3}{2} \phi_x + e \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left( \frac{3}{2} 1.2 + 3 \right) = 9.2 \text{ cm}$$

	Sens	M(KN. m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	Selon x	8.0257	0,052	0,066	0,101	1,85	1.26	5T10=3.95
<b>En appui</b>	selon x	20.712	0.134	0.180	0.096	6.2	1.26	5T14=7.69

Tableau 3-40 Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

- **Les armatures de répartition**

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = \frac{3.95}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4T10/ml = 3.16 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4 T10/ml = 3.16 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures

$$// \text{ à } L_x : S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}). \text{ Donc : } S_t \leq 33 \text{ cm} ; \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$



### 3.1.5.2.1.3 Vérification à l'E.L.U

#### - Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{x\min} = 0.23 \times b \times d_i \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.104 \times \frac{2.1}{400}$$

#### - L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.905 \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.43}{2}} = 7.34 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{7.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.104} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.071 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Vérifier

### 3.1.5.2.1.4 Vérification à l'E.L.S

#### - État limite de compression du béton

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

$$\begin{cases} M_{0x} = 6.57 \times \frac{1.83^3}{6} = 6.71 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 6.71 = 5.7 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6.57 \times \frac{1.83^2}{2} \times 6.9 - \frac{2}{3} \times 6.57 \times 1.83^3 = 49.06 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 49.06 = 41.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée // L<sub>x</sub>

Calcul de  $y$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15 \times 2.51 y - 15 \times 2.51 \times 10.4 = 0$$

On trouve :  $y = 2.45 \text{ m}$

Calcul de  $I$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.45^3 + 15 \times 2.51 \times (10.4 - 2.45)^2$$

$$I = 2869.78$$

Vérification de  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.7 \times 10^{-3} \times 0.0245}{2869.78 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.86 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

vérifié.

**Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = [f_e / \gamma_s] = 348 \text{ MPa.}$$

**Vérification de  $\sigma_{st}$** 

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.7 \times 10^{-3}}{2869.78 \times 10^{-8}} \times (0.104 - 0.0245) \Rightarrow \sigma_{st} = 236.85 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

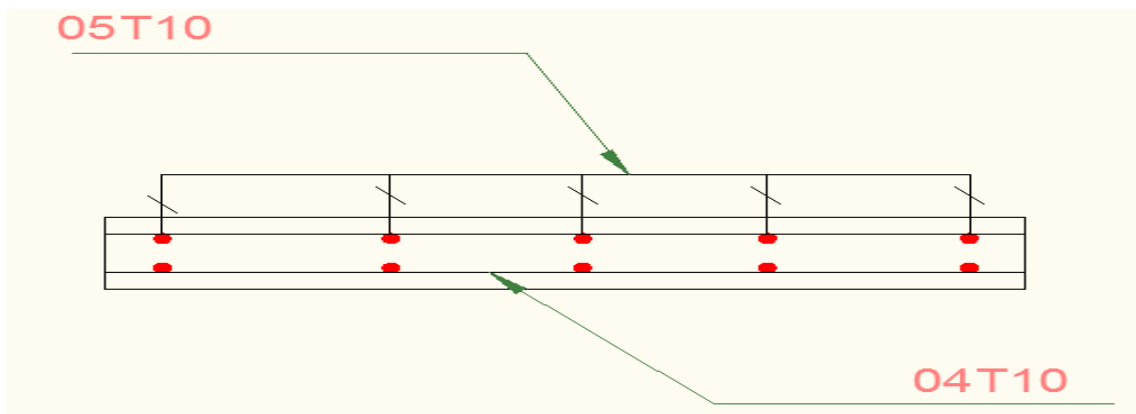
**3.1.5.2.1.5 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis**

Figure 3-32 Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

**3.1.5.3 Dalle pleine sur 2 appuis**À l'ELU ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x \Rightarrow M_x = 0.0437 \times 7.73 \times 1.83^2 = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8251 \times 1.13 = 0.93 \text{ KN.m}$$

**Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.13 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1 = 0.81 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis**

$$M_a^x = -0.5 M_x = -0.3 \times 1.13 = -0.56 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

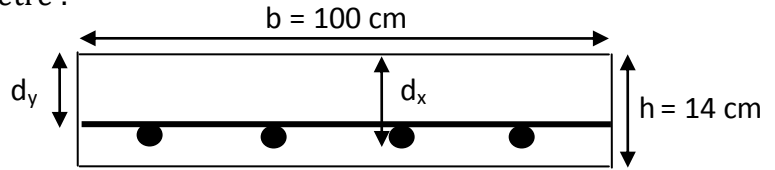


Figure 3-33 Bande Dalle sur 2 appuis.

On prend des barres de  $\phi = 14 \text{ mm}$  pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 2\right) = 11.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2\right) = 9.9 \text{ cm}$$

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	$A_a$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	0.96	0.56	0.24	0.14	4 T08	4 T08
Sens yy	0.81	0.56	0.23	0.14	4 T08	4 T08

Tableau 3-41 Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

- **Vérification de condition de non fragilité**

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\alpha \geq 0.4$  :

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} > \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.32 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures**

**Armatures //  $L_x$  :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 23 \text{ cm}$

**Armatures //  $L_y$  :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 23 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{7.73 \times 1.83}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.92}{2}} = 4.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{4.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.044 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

### À l'ELS

#### - État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$q_s = G + Q = 5.56 \text{ KN/m.}$$

#### À l'ELs : ( $\nu = 0.2$ )

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{ser}^x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0509 \times 5.56 \times 1.83^2 = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8799 \times 0.95 = 0.83 \text{ KN.m}$$

#### Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 0.95 = 0.8 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.83 = 0.7 \text{ KN.m}$$

#### Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -0.5 \times 0.95 = -0.47 \text{ KN.m}$$

#### Calcul des contraintes

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)
Travée	xx	0.8	2.01	2.32	2847.54	<b>0.65</b>
	yy	0.7	2.01	2.16	2142.13	<b>0.7</b>
Appui	/	<b>0.47</b>	<b>2.01</b>	<b>2.32</b>	<b>2847.53</b>	<b>0.38</b>

Tableau 3-42 Ferrailage des poutres de chaînage.

La verification n'est pas necessaires dans les deux direction

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_o} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.83} \geq \frac{0.85}{20} \\ \frac{2.01}{100 \times 11.3} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.076 \geq 0.0425 \\ 1.77 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

- Schéma de ferrailage de dalle sur deux appuis

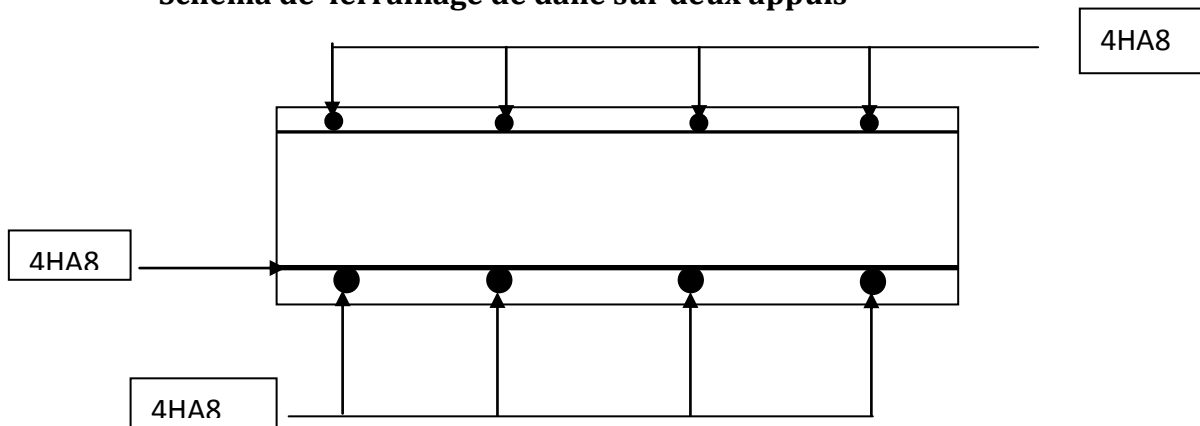


Figure 3-34 Ferrailage de la dalle sur deux appuis

3.1.5.4 Dalle sur un appui

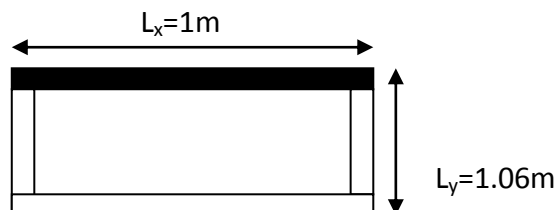


Figure 3-35 Dalle sur un appui.

$$G = 4,07 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$$

$$L_x = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 1.06 \text{ m}$$

- **Calcul a l'ELU**

$$P_u = 1,35 * 4,07 + 1,5 * 2,5 = 9.2445 \text{ KN/ ml}$$

$$M_u = \frac{P_u * l^2}{2} = 4,622 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u * l = 9.2445 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

$$d_x = h - \left( \frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left( \frac{1,4}{2} + 3 \right) = 10.3 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,622 * 10^{-3}}{0,103^2 * 1 * 14,2} = 0,03 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 * \left( 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}} \right) = 0,038 \Rightarrow z = 0,101 \Rightarrow A = 1,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA 8 = 2,01 avec un espacement de 23 cm<sup>2</sup>

Pour les armatures transversales : A<sub>T</sub> = A<sub>S</sub> / 4 = 0,655 cm<sup>2</sup>

On choisit : 4HA 6 = 1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15,5 cm

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 10.3 * \frac{2,1}{400} = 1,24 \text{ cm}^2$$

A > A<sub>min</sub> .....vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{9.2445 * 10^{-3}}{0,103 * 1} = 0,089 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de l'espacement**

$$St \leq \min(4e, 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 23 \text{ cm} < 45 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$St = 15,5 \text{ cm} < 45 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 6.57 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 3,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a: } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d_x = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 310.54 = 0$$

$$y = 2.2 \text{ cm} = 0,022 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 * A_s (d_x - y)^2$$

$$I = 2333.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.28 * 10^{-3}}{2333,08 * 10^{-8}} (0,022) = 3,092 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,092 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Schémas de ferrailage**

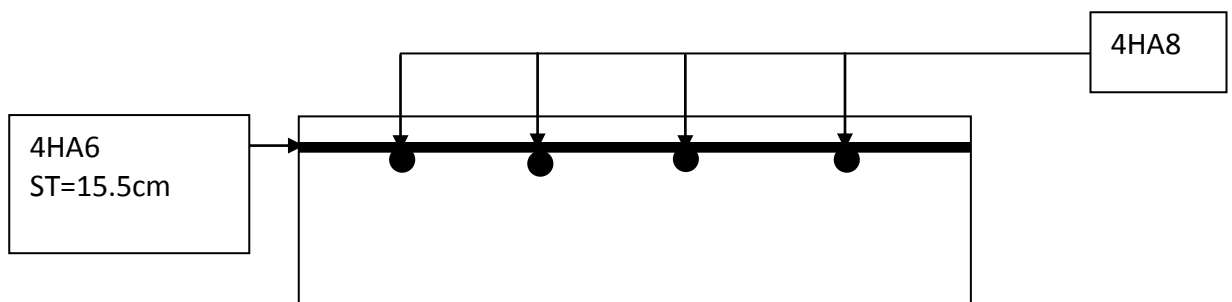


Figure 3-36 Dalle sur un appui.

### 3.1.6 Étude de chaînages

C'est des poutres dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

#### 3.1.6.1 Dimensionnement

Les dimensions des poutres de chaînage sont donnée par :

$h$  : est égale à l'épaisseur du mur = 25 cm

$b$  : est égale à la largeur du mur = 30 cm

La longueur maximum  $L_{\max} = 655$  cm

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** :

$$h \geq 15 \text{ cm et } b \geq \frac{2}{3} \times h$$

D'où  $h = 25$  cm et  $b = 30$  cm

#### 3.1.6.2 Sollicitation

$$p_p = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$p_{mur} = 2,76 \times 3.15 \times 0.8 = 8.556 \times 0.8 = 6.95 \text{ KN/ml}$$

#### 3.1.6.3 Calcul à l'ELU

$$q_u = 1.35 \times (p_p + p_{mur}) = 1.35 \times (1.875 + 6.95) = 11.92 \text{ KN/ml}$$

#### 3.1.6.4 Ferrailage

##### 3.1.6.4.1 Armature longitudinale

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.92 \times 6.55^2}{8} = 63.92 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (m)	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
28.06	0.31	0.479	0.177	10.33	3 T16+3T14 = 10.65

Tableau 3-43 Ferrailage des poutres de chaînage.



### 3.1.6.4.2 Vérification à l'état limite ultime

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.796 \text{ cm}^2$$

$$A = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.796 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{11.92 \times 6.55}{2} = 39.038 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.038 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.22} = 0.591 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.591 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Calcul des armatures transversales**

On choisit un cadre et un étrier  $4 \phi 6 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 19.8 \text{ cm (1)}$$

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

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

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

D'ou

$$(2) S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 1.13}{30 \times (0.59 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ cm}$$

$$(3): S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.13 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 37.67 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### 3.1.6.5 Vérification à l'ELS

#### 3.1.6.5.1 État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 10.65 \times y - 15 \times 10.65 \times 22 = 0 \Rightarrow y = 21.76 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{30 \times (21.76)^3}{3} + 15 \times 10.65 \times (22 - 21.76)^2 \Rightarrow I = 103042.28 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{(1.875 + 6.95) \times 6.55^2}{8} = 47.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{32.18 \times 9.21 \times 10^3}{25383.46} = 11.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{47.32 \times 21.76 \times 10^3}{103042.28} = 10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

#### 3.1.6.5.2 État limite de déformation

##### - Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{530} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Pour une portée supérieur à 5m, la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \text{ cm} = 1.155$

cm

$$y = 21.76 \text{ cm}$$

$$I = 25383.46 \text{ cm}^4$$

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

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$M_g = 35.5 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 35.5 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau suivant :

L(m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{ij}$ (cm)	$f_{gi}$ (cm)	$f_{gv}$ (cm)	$f_{pi}$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$f_{adm}$ (cm)
530	10.65	0.092	0.706	1.63	0.706	1.538	1.115

Tableau 3-44 Calcul de la flèche

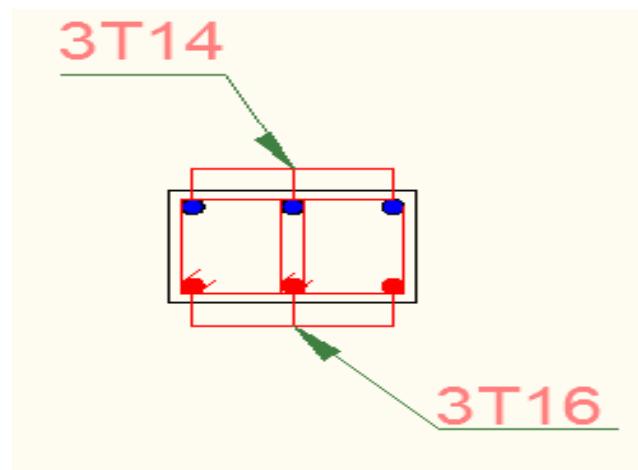


Figure 3-37 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### 3.1.7 Etude de l'ascenseur

#### 3.1.7.1 Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

$L$  : Longueur de l'ascenseur.

$l$  : Largeur de l'ascenseur.

$H$  : Hauteur de l'ascenseur.

$W$  : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.

$F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN. *Annexe n°1*

$P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

$D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

Donc  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

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

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a  $l_x = 1.80m$  et  $l_y = 2.30m$  donc une surface  $S = 1.80 \times 2.30 = 4.14m^2$ .

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.30}{20} = 0.115m \text{ Soit } e = 20cm.$$

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88KN/m^2$$

$$G' = 5.88KN/m^2. \quad G_1, G_2$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{1.8 \times 2.30} = 35.02KN/m^2.$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 40.9KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

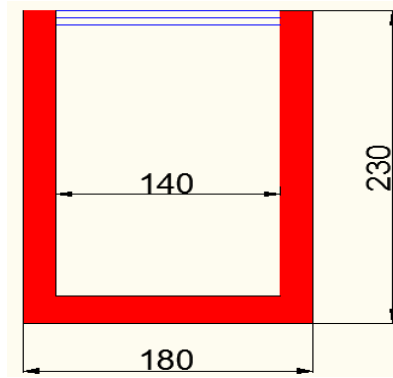


Figure 3-38 Dimensionnement de dalle de l'ascenseur

### 3.1.7.2.1 Cas d'une charge répartie :

- Calcul des sollicitations

#### A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 56.71 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases} \quad \text{Annexe n}^\circ 2$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.73 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.01 \text{ KNm}$$

### 3.1.7.2.2 Calcul des moments réels

#### - En travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.12 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.1 \text{ KNm}$$

#### - En appui

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{\text{inte}} = 0.5 \times M_0^x = 5.36 \text{ KNm}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^x = 3.21 \text{ KNm}$$

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 13.4 = 13.4$$

CBA 93 (Article E.2)

$$M_g = 0.3 \times M_0$$

La condition est vérifiée.

$$M_d = 0.5 \times M_0$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

### 3.1.7.2.3 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

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,6}{2} + 2\right) = 17.2 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,6}{2} + 1.6 + 2\right) = 15.6 \text{ cm}$$

1. En travée :

// à  $l_x$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{9.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.172^2 \times 14.2} = 0.0217$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0274$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.170m.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.54 \text{ cm}^2 / ml.$$

// à  $l_y$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0147$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0185$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.154m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.94 \text{ cm}^2 / ml.$$

2. En appui :

- Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = 0.0127$$

$$\alpha = 0.0160$$

$$z = 0.170m$$

$$A_a^{inte} = 0.90cm^2 / ml$$

- Appui de rive

$$\mu_{bu} = 7.64 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.00958$$

$$z = 0.171m$$

$$A_a^{rive} = 0.53cm^2 / ml$$

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>Amin</b> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>travée</b>	x-x	9.12	0.0217	0,0274	0.170	1.54	<b>1.77</b>
	y-y	5.1	0.0147	0.0185	0.151	0.94	1.6
<b>Appui</b>	x-x	5.36	0.0127	0.016	0.170	0.9	<b>1.77</b>
<b>int</b>							
<b>Appui</b>	<b>x-x</b>	<b>3.21</b>	<b>0.00764</b>	<b>0.00958</b>	<b>0.171</b>	<b>0.53</b>	<b>1.77</b>
<b>rive</b>							

Tableau 3-45 Ferrailage de La dalle d'ascenseur

- **ELS**

**a)- Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  :

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

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

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.78$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que  $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 1.6 \text{ cm}^2 > 0.885 \text{ cm}^2$  c'est vérifiée.

On choisit suivant le:

Sens x-x', en travée et en appui:  $A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Sens y-y', en travée et en appui:  $A_t^y = 3T10 = 2.35 \text{ cm}^2$

### b) Calcul des espacements

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  $S_t = 35 \text{ cm}$

### c) Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 0.78 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 34.02 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 36.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{36.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.172} = 0.213 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

### - Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 40.9 + 1 = 41.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$\mu_x = 0.065$$

$$\mu_y = 0.6841$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.82 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.03 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.5 \text{ KNm}$$



Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.13 \text{KNm}$

**Vérification des contraintes**

Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 1.69 \text{MPa} < 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{sc} = 57.97 \text{MPa} < 240 \text{MPa}.$$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 1.52 \text{MPa} < 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{sc} = 78.42 \text{MPa} < 240 \text{MPa}.$$

**3.1.7.2.4 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'.

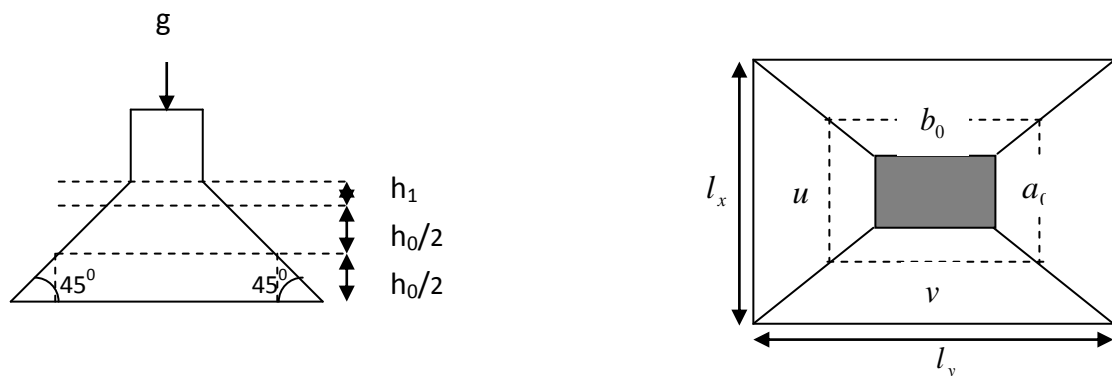


Figure 3-39 Schéma représentant la surface d'impact.

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

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

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178\text{cm}. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188\text{cm}. \end{cases}$$

### 3.1.7.2.4.1 Calcul des sollicitations

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

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.98 \text{ et } \rho = 0.78$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.81 \text{ et } \rho = 0.78$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve  $M_1 = 0.053$  et  $M_2 = 0.033$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

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

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.17\text{KNm} \\ M_{y1} = 3.22\text{KNm} \end{cases}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.43\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.78\text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1\text{KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.95\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.22\text{KNm} \end{cases}$$

### 3.1.7.2.5 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 17.2cm$  et  $d_y = 15.6$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	$M_t$ (KNm)	$M_a$ (KNm)	$A_t$ calculé ( $cm^2/ml$ )	$A_a$ calculé ( $cm^2/ml$ )	$A_t$ adopté ( $cm^2/ml$ )	$A_a$ adopté ( $cm^2/ml$ )
<b>Sens x-x'</b>	6.31	3.71	1.01	0.59	5T10=3.93	<b>5T10=3.93</b>
<b>Sens y-y'</b>	<b>4.51</b>	<b>2.65</b>	<b>0.72</b>	<b>0.42</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>4T10=3.14</b>

Tableau 3-46 Ferrailage dalle de l'ascenseur.

#### ➤ Vérification à l'ELU

##### a) Condition de non fragilité

###### \* En travée

$$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.77cm^2 / ml.$$

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

###### \* En appui

$$A_t^x = 5T10 = 3.93cm^2 / ml > A_{\min}^x = 2.69cm^2 / ml.$$

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

##### b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

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

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (178 + 188)$$

$$U_c = 732cm.$$

$$Q_u = 97.60KN; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que  $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

**c) 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  $v > u \Rightarrow$  au milieu de  $u$ :  $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.3 \text{KN}$

$$\text{au milieu de } v: V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.61 \text{KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 17.61 \text{KN}$$

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

**d) Diamètre maximum des barres**

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 20 \text{mm.}$$

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

**e) Espacement des barres :**

$$\text{Sens } x-x': S_t = 20 \text{cm} \leq \min(2e; 22 \text{cm}) = 22 \text{cm.}$$

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

**3.1.7.2.6 l'ELS**

\* Les moments engendrés par le système de levage:

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

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 8.31 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 9.58 \text{KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

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

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.64 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times q_{ser} \times l_y^2 \Rightarrow M_{y2} = 1.12 \text{KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.95 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.7 \text{ KNm} \end{cases}$$

### 3.1.7.2.7 Ferrailage

Le calcul de fera pour une bande de 1m de longueur et ne prenant  $d_x = 17.5 \text{ cm}$  et  $d_y = 16.5 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_t$ (KNm)	$M_a$ (KNm)	$A_{t \text{ adopté}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Y (m)	I ( $\text{m}^4$ )
<b>Sens x-x'</b>	8.45	4.9	5T10=3.93	0.0548	<b>0.000242</b>
<b>Sens y-y'</b>	<b>9.09</b>	<b>5.35</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>0.0405</b>	<b>0.000136</b>

Tableau 3-47 Résultat des calculs.

#### a) Vérification des contraintes

En travée:

$$\begin{aligned} \text{Sens x-x'} : \sigma_{bc} &= 1.9 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 65.36 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

En appui:

$$\begin{aligned} \text{Sens x-x'} : \sigma_{bc} &= 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 60.3 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

En travée:

$$\begin{aligned} \text{Sens y-y'} : \sigma_{bc} &= 2.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 139 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

En appui:

$$\begin{aligned} \text{Sens y-y'} : \sigma_{bc} &= 1.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 81.76 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

#### b) Vérification de la flèche

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées.

3.1.7.2.8 Schéma de ferrailage

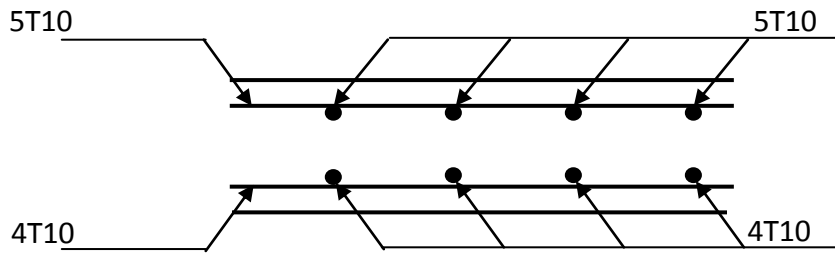


Figure 3-40 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

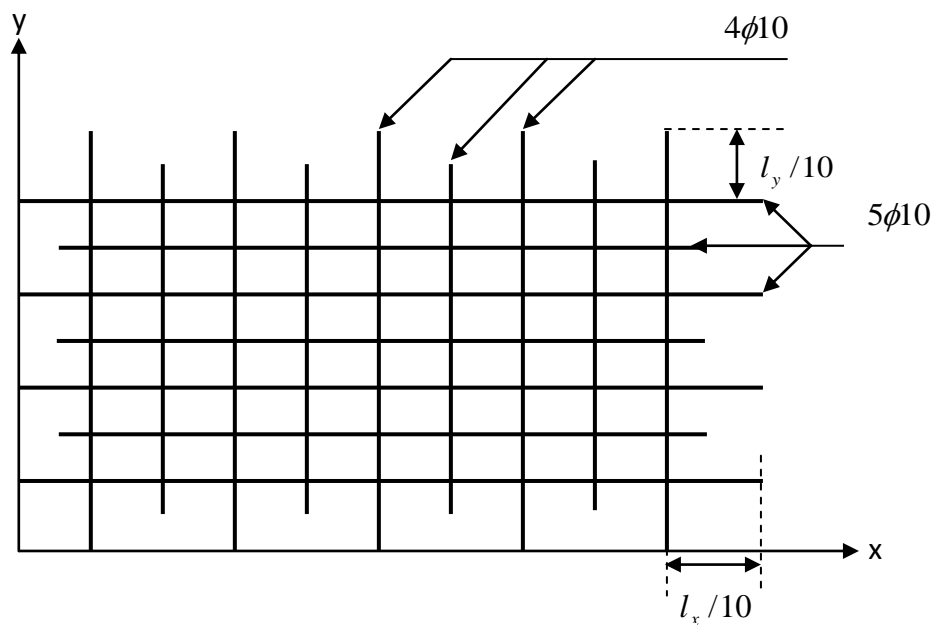


Figure 3-41 Schéma de ferrailage de la dalle.

# CHAPITRE 4

## ETUDE DYNAMIQUE

### 4.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.11**

## 4.2 Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

La méthode statique équivalente.

La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.

-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### 4.2.1 Méthode statique équivalente

#### 4.2.1.1 Principe

Selon **RPA99.Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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

#### 4.2.1.2 Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.

Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

#### 4.2.1.3 Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : IIa  $\Rightarrow$  **A = 0,15**.

R : coefficient de comportement global de la structure.



Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$ ).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ .

**RPA**

**(Formule 4-4)**

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

" Critère q "	Observé	$P_q/x$	Observé	$P_q/y$
	e	x	e	y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau 0-1 Valeurs des pénalités  $P_q$

Donc :  $Q_y = 1,20$  ;  $Q_x = 1,20$

W : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

Avec : **W = 26985.879 KN** donné par le SAP

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$  usage d'habitation.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

#### 4.2.1.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4} = 1.029 \text{ s} \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.4).}$$

$$T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{D'} = 0.85 \text{ s} \quad \text{RPA (Formule 4-7)}$$

$$\text{Avec : } T = 1.3 \times \min(T_1; T_2) = 1.11 \text{ s}$$

$h_N$  = La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage voir.

RPA (tableau 4.6)

$D'$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour  $T$ .

$$\text{Sens(x) : } D' = 13.8 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.918 \text{ s}$$

$$\text{Sens(y) : } D' = 15.78 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.850 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.918; 1.029) = 1.19 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.850; 1.029) = 1.11 \text{ s} \end{cases}$$

#### Valeur de $T_1$ et $T_2$

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad \text{RPA (Art 4.3.3)}$$

$$T_2 < T_y < 3,0 s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$  → facteur de correction d'amortissement.

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

$\xi$  (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable →  $\xi = 7\%$ .

RPA (Art 4.2.3)

Contreventement par voiles →  $\xi = 10\%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne ⇒  $\begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

$$D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{1.19} \right)^{2/3} = 1.103$$

$$D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \times \left( \frac{0.5}{1.11} \right)^{2/3} = 1.198$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

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

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.103 \times 1.2}{5} \times 26985.879 = 1071.55 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.198 \times 1.2}{5} \times 26985.879 = 1163.84 \text{ KN}$$

## 4.2.2 Les méthodes dynamiques

### 4.2.2.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

### 4.2.2.2 Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
  - $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.
  - R : coefficient de comportement de la structure.
  - T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
  - Q : Facteur de qualité.
- Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

### 4.2.2.3 Les hypothèses

les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).

seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

### 4.2.3 Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

### 4.2.4 Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel **SOCOTEC**

Niveau	Hauteur(m)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$I_x$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )
RDC 0	3.4	5.58	7.75	1695.3014	1846.2043
RDC 0.85	4.25	7.62	14.07	17.9251	22.7231
Entresol	7.65	6.59	7.00	3226.0731	2277.7347
Etage 1	11.05	5.21	6.26	6030.8992	4595.2744
Etage 2	14.45	5.21	6.26	6030.8992	4595.2744
Etage 3	17.85	5.21	6.26	6030.8992	4595.2744
Etage 4	21.25	5.21	6.26	6030.8992	4595.2744
Etage 5	24.65	5.5	6.48	6042.3135	4983.6876
Etage 6	28.05	5.39	6.31	6035.2893	4916.5257
Etage 7	31.45	5.5	6.48	6042.3135	4983.6876
Etage 8	34.85	5.39	6.31	6035.2893	4916.5257
Terasse	38.25	5.45	6.46	6249.2895	4997.968

Tableau 0-2 Résumé des résultats.

$X_G$  : Abscisse du centre de gravité du niveau.

$Y_G$  : Ordonné du centre de gravité du niveau.

$I_x$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

$I_y$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

## 4.2.5 Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

### 4.2.5.1 Disposition

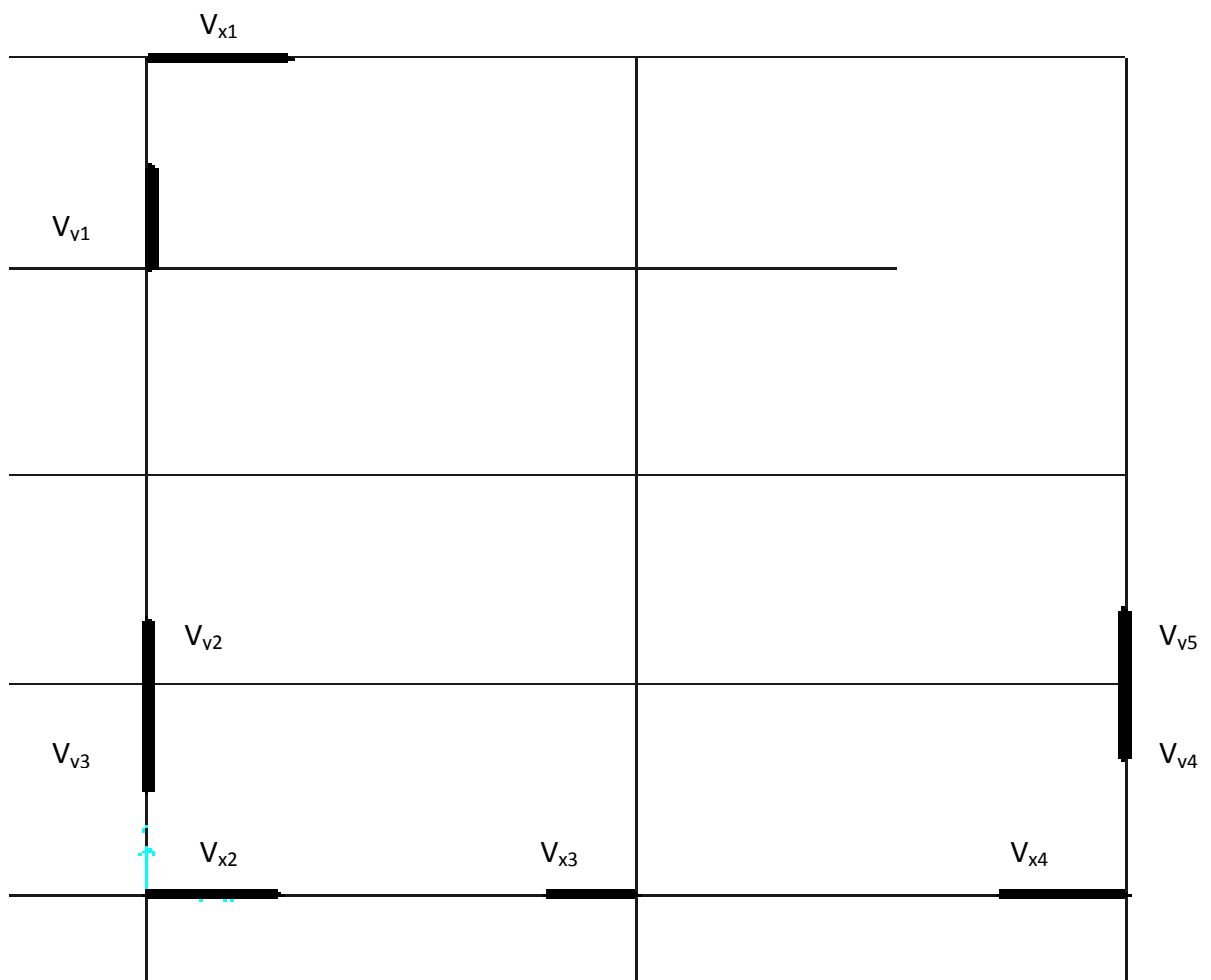


Figure 4-1 Disposition des voiles

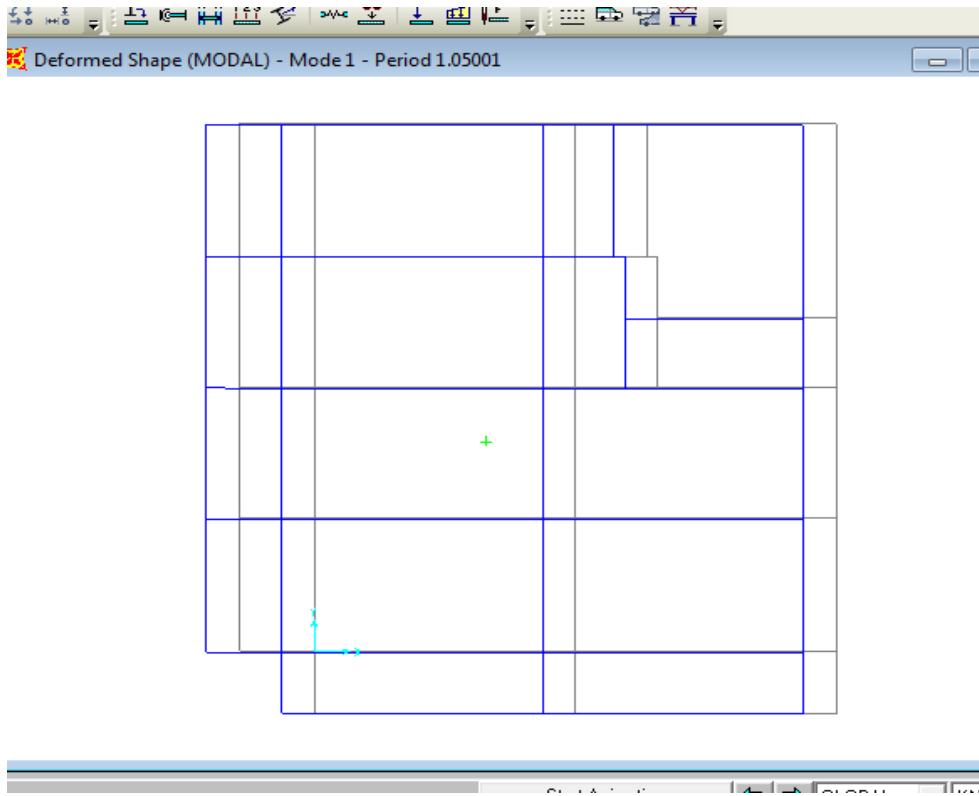


Figure 0-2 Translations x-x

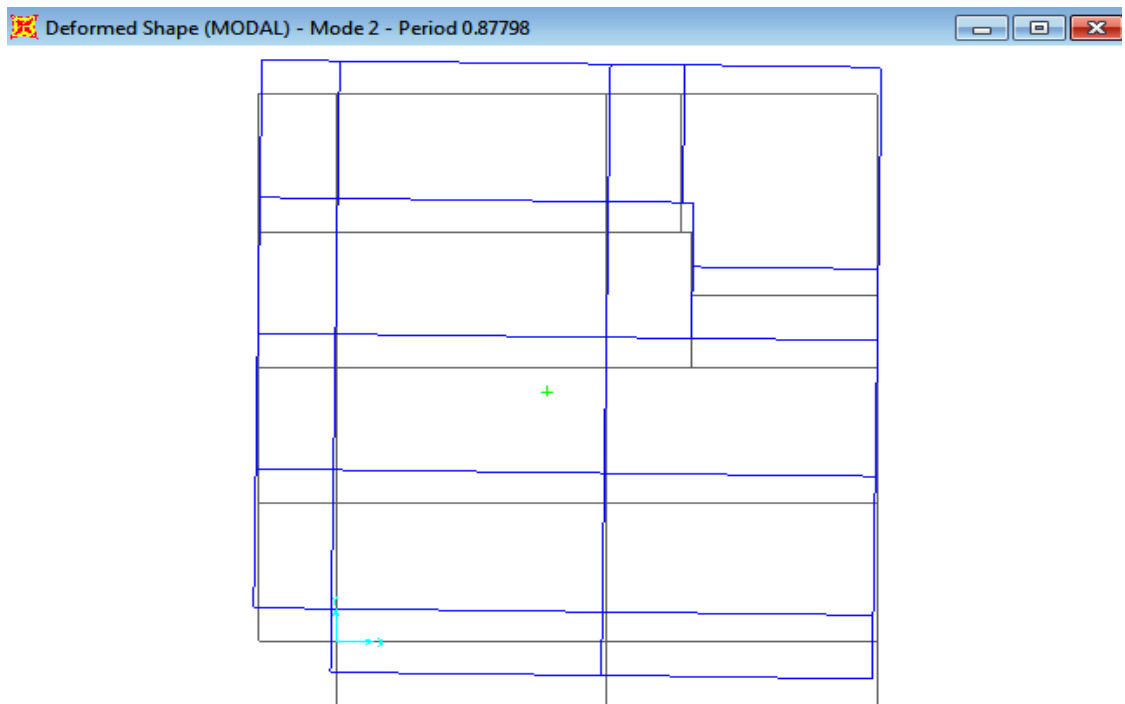


Figure 0-3 Translations y-y

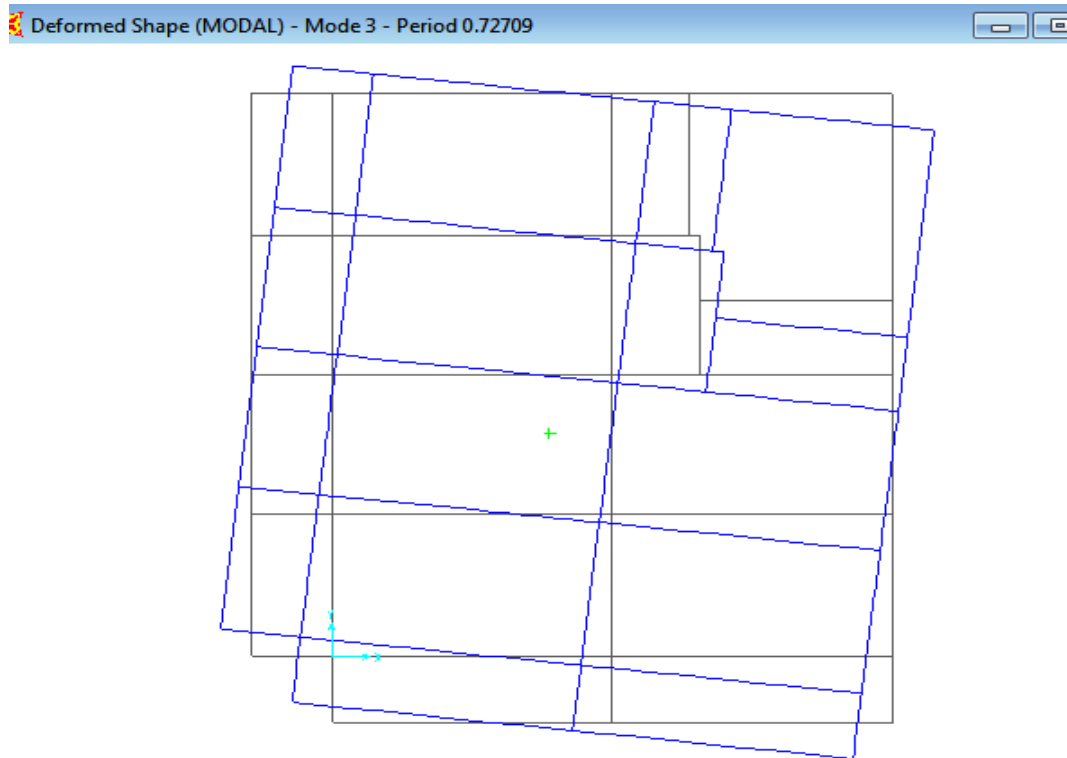


Figure 0-4 Rotation autour de Z

## 4.2.6 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique données par SAP2000

### 4.2.6.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :



StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
<b>Text</b>	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
<b>Mode</b>	1	1.050008	0.74818	0.00066	0.74818	0.00066
<b>Mode</b>	2	0.877981	0.00074	0.71584	0.74892	0.71651
<b>Mode</b>	3	0.727094	0.00006285	0.0113	0.74898	0.72781
<b>Mode</b>	4	0.341982	0.12279	0.0000317	0.87177	0.72784
<b>Mode</b>	5	0.270408	0.00000156	0.1411	0.87178	0.86894
<b>Mode</b>	6	0.23083	0.00067	0.00001748	0.87244	0.86896
<b>Mode</b>	7	0.173065	0.04257	0.000005634	0.91502	0.86896
<b>Mode</b>	8	0.130632	0.000002875	0.04602	0.91502	0.91498
<b>Mode</b>	9	0.117753	0.000007637	0.00019	0.91503	0.91517
<b>Mode</b>	10	0.114229	0.0004	0.0000552	0.91543	0.91523
<b>Mode</b>	11	0.10768	0.02405	0.0000191	0.93948	0.91525
<b>Mode</b>	12	0.093714	0.00001785	0.00026	0.9395	0.91551

Tableau 0-3 Période et taux de participation.

### Interprétations des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ( $U_x=74.81\%$ ), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente,

la même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ( $U_y=71.58\%$ ). On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majeure de 30 %

( $T_x=1.05s \leq T_{sx}=1.19s$ ;  $T_y=0.87s \leq T_{sy}=1.11s$ ).

### 4.2.6.2 Justification de l'interaction voiles portiques

#### 4.2.6.2.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
<b>RDC</b>	14142.444	11392.047	55.38	<b>44.62</b>
<b>Entre-sol</b>	9497.549	11650.099	44.91	<b>55.09</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	9900.354	10486.124	48.56	<b>51.44</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	9407.765	8645.653	52.11	<b>47.90</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	8178.202	7209.425	53.14	<b>46.86</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	6642.220	4853.428	57.78	<b>42.22</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	5213.215	4721.000	52.47	<b>47.53</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	3581.656	3392.574	51.35	<b>48.65</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	2501.15	2546.201	49.55	<b>50.45</b>
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>1080.939</b>	<b>1497.432</b>	<b>41.92</b>	<b>58.08</b>

Tableau 0-4 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

### Interprétations des résultats

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales n'est pas vérifiée dans tous les étages.

#### 4.2.6.2.2 Sous charges horizontales

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique e (%)	Voile (%)
<b>Sous sol</b>								
<b>RDC</b>	264.187	596.792	30.68	69.32	256.091	904.145	22.07	<b>77.93</b>
<b>Entresol</b>	288.784	619.794	31.78	68.22	231.8495	799.446	22.48	<b>77.52</b>
<b>1er étage</b>	379.956	411.305	48.02	51.98	432.521	692.325	38.45	<b>61.55</b>
<b>2ème étage</b>	413.218	381.977	51.96	48.04	437.089	643.136	40.46	<b>56.54</b>
<b>3ème étage</b>	392.48	311.556	55.74	44.26	426.855	547.963	43.79	<b>56.21</b>
<b>4ème étage</b>	284.121	389.511	42.17	57.83	350.73	346.95	50.27	<b>49.73</b>
<b>5ème étage</b>	247.065	330.78	42.75	57.73	322.185	419.259	43.45	<b>56.55</b>
<b>6ème étage</b>	208.37	246.099	45.85	54.15	209	354.973	37.05	<b>62.95</b>
<b>7ème étage</b>	142.625	190.758	42.78	57.22	197.874	257.073	43.50	<b>56.50</b>
<b>8ème étage</b>	<b>120.658</b>	<b>65.441</b>	<b>64.83</b>	<b>35.17</b>	<b>136.004</b>	<b>112.715</b>	<b>54.68</b>	<b>45.32</b>

Tableau 4-5 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

### Interprétations des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages. Sauf dans le sens Y pour les niveaux suivants : RDC et Entresol.

Pour remédier à ce problème on adopte **un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (article RPA 3.4.2)**

Il y'a lieu de vérifier sous chargement verticale avec R=3.5 :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 20\% \text{ Pourcentage des charges Verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
<b>RDC</b>	13503.243	12001.1	53	<b>47</b>
<b>Entre-sol</b>	10482.179	10740.427	49	<b>51</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	11075.777	9418.06	54	<b>46</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	9240.922	8778.048	51.28	<b>48.72</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	8084.606	7246.439	52.73	<b>47.27</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	6624.671	4814.092	58	<b>42</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	5052.373	4806.132	51.24	<b>48.76</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	3441.851	3486.231	49.68	<b>50.32</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	2397.208	2623.862	47.74	<b>52.26</b>
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	<b>1041.699</b>	<b>1536.322</b>	<b>40.40</b>	<b>59.6</b>

Tableau 0-6 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

### Interprétations des résultats

On remarque le système est vérifiée dans tous les étages.

ARTICLE RPA

Méthode statique équivalente :

Vue le changement du système de contreventement il y'a lieu de recalculer la force sismique avec un coefficient de comportement de 3.5. Les résultats sont :

Vstx	1432.25 KN
Vsty	1555.77 KN

Tableau 0-7 Force sismique.

○ **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**

Le système constitué de voile uniquement ou bien de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. (RPA 3.4.2)

#### 4.2.6.3 Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$  .....**RPA 99 (Article 7.1.3.3)**

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

Bc : L'aire brute du poteau.

TYPE	Nd (KN)	A (m <sup>2</sup> )	V	remarque
P1(60×60)	2594.882	0.3600	0.288	vérifiée
P2(60×55)	1883.241	0.3300	0.228	vérifiée
P3(55×55)	1320.766	0.3025	0.174	vérifiée
P4(55×50)	1069.565	0.2750	0.155	vérifiée
P5(50x50)	951.551	0.2500	0.152	vérifiée
P6(50x45)	697.962	0.2250	0.124	vérifiée
P7(45x45)	529.789	0.2025	0.104	vérifiée
P8(45x40)	363.173	0.1800	0.0807	vérifiée
P9(40x40)	304.753	0.1600	0.076	vérifiée
P10(40x35)	288.786	0.1400	0.082	vérifiée

Tableau 0-8 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

#### 4.2.6.4 Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99(Art.5.10)}$

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage.

	Niveaux	Sens xx						Sens yy				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$
<b>Terasse</b>	34.85	3.11	10.88	10.22	0.66	340	0.0019	2.50	8.75	8.08	0.67	<b>0.0019</b>
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	31.45	2.92	10.22	9.41	0.81	340	0.0023	2.31	8.08	7.35	0.73	<b>0.0021</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	28.05	2.69	9.41	8.47	0.94	340	0.0027	2.10	7.35	6.54	0.81	<b>0.0023</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	24.65	2.42	8.47	7.38	1.09	340	0.0032	1.87	6.54	5.63	0.91	<b>0.0026</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	21.25	2.11	7.38	6.26	1.12	340	0.00329	1.61	5.63	4.72	0.91	<b>0.0026</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	17.85	1.79	6.26	5.07	1.19	340	0.0035	1.35	4.72	3.78	<b>0.94</b>	<b>0.0027</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	14.45	1.45	5.07	3.87	<b>1.2</b>	340	0.00352	1.08	3.78	2.83	0.95	<b>0.0027</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	11.05	1.10	3.85	2.66	1.19	340	0.0035	0.81	2.83	1.92	0.91	<b>0.0026</b>
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	7.65	0.76	2.66	1.54	1.12	340	0.00329	0.55	1.92	1.08	0.84	<b>0.0024</b>
<b>Entresol</b>	4.25	0.44	1.54	0.56	0.98	340	0.00288	0.31	1.08	0.35	0.73	<b>0.0021</b>
<b>RDC</b>	<b>0.85</b>	<b>0.16</b>	<b>0.56</b>	<b>0</b>	<b>0.56</b>	<b>340</b>	<b>0.00016</b>	<b>0.10</b>	<b>0.35</b>	<b>0</b>	<b>0.35</b>	<b>0.0010</b>

Tableau 0-9 Vérification des déplacements.

**Interprétations des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$Sens(x) : \Delta_{k \max} = 1.01cm < 1\% \times h_e = 3.4cm$$

$$Sens(y) : \Delta_{k \max} = 1.085cm < 1\% \times h_e = 3.4cm$$

#### 4.2.6.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \textbf{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus

du niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

**RPA99/2003(Article 5.9)**

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

	Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
8 <sup>ème</sup> étage	31.45	340	2321.675	0.81	248.198	0.02	0.73	342.524	0.014
7 <sup>ème</sup> étage	28.05	340	4439.492	0.94	458.098	0.026	0.81	650.016	0.016
6 <sup>ème</sup> étage	24.65	340	6478.856	1.09	618.486	0.033	0.91	766.184	0.022
5 <sup>ème</sup> étage	21.25	340	8761.103	1.12	778.389	0.037	0.91	996.139	0.024
4 <sup>ème</sup> étage	17.85	340	10727.431	1.19	903.92	0.041	0.94	1063.209	0.027
3 <sup>ème</sup> étage	14.45	340	12881.484	1.20	946.56	0.048	0.95	1314.153	0.027
2 <sup>ème</sup> étage	11.05	340	16217.011	1.19	1067.376	0.053	0.91	1454.787	0.029
1 <sup>ème</sup> étage	7.65	340	18785.683	1.12	1169.976	0.052	0.84	1511.438	0.030
Entresol	4.25	340	21039.439	0.98	1201.891	0.050	0.73	1569.605	0.028
RDC	0	425	21718.107	0.56	1355.436	0.020	0.35	1570.864	0.011

Tableau 0-10 Vérification a L'effet P- $\Delta$ .

### Interprétations des résultats

On remarque d'après les résultat obtenue (  $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

#### 4.2.6.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, 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  $V_{st}$ .

	$V_{st}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)
Sens xx	1432.25	1145.800	1584.981
Sens yy	1555.77	1244.616	1691.781

Tableau 0-11 vérification de la résultante des forces



### Analyse des résultats

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

$V_{dyn}$ : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

### 4.3 Conclusion

Après avoir modélisé notre structure sous différentes dispositions des voiles, on a opté pour une disposition, qui nous permis d'avoir une période et un comportement adéquats.

Lors de la vérification vis-à-vis de l'interaction mixte voiles-portique, on a constaté que les efforts verticaux repris par les voiles sont moyennement autour de 50%. C'est pour cela qu'on a opté pour un autre système de contreventement qui est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Cette non vérification est dû à un nombre faible de poteaux et a des trames importantes.

# CHAPITRE 5

## ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### 5.1 Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

### 5.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- |                   |                |
|-------------------|----------------|
| 1) $G + Q$        | 4) $0.8G - E$  |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ |
| 3) $0.8G + E$     | 6) $G + Q - E$ |
- (RPA99)

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1.  $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2.  $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$

3. ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )

## 5.2.1 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

### 5.2.1.1 Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa

- Leur pourcentage maximale sera de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b; h$  : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont

Apportées dans le tableau suivant :

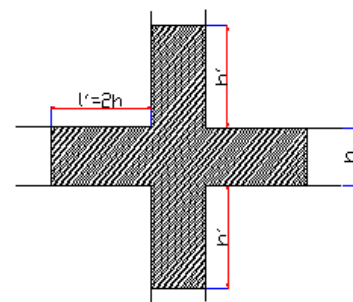


Figure 5-1 Zone nodale

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )		
			Zone courante	Zone de recouvrement	de
Sous-sol + RDC	60x60	28.8	144	216	
Soupent + étage1	60x55	26.4	132	198	
Etage 2	55x55	24.2	121	181.5	
Etage 3	55x50	22	110	165	
Etage 4	50x50	20	100	150	
Etage 5	50 x45	18	90	135	
Etage 6	45 x45	16.2	81	121.5	
Etage 7	40 x45	14.4	72	108	
Etage 8	40 x40	12.8	64	96	
Terrasse	35 x40	11.2	56	84	

Tableau 5-1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

### 5.2.1.2 Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :  $V_u$  si L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa

Dans la zone courante  $t' \leq 15 \phi_l$  en zone IIb et III

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

## 5.2.2 Ferrailage des poteaux

### 5.2.2.1 Armatures longitudinales

Sectio n (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>2corr</sub>	A <sub>s</sub>	M <sub>2max</sub>	N <sub>corr</sub>	A <sub>s</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>2corr</sub>	A <sub>s</sub>
		M <sub>3corr</sub>		M <sub>3max</sub>	N <sub>corr</sub>			M <sub>3corr</sub>	
<b>60x60</b>	3489.257	-28.8239	0	162.0136	2084.8	0	-2037.73	76.26	<b>33.35</b>
		2.3254	0	176.0745	635.72	0.57		10.76	<b>29.87</b>
<b>60x55</b>	2492.163	-79.1154	0	205.2672	791.548	0.35	-	143.1535	<b>28.7</b>
		35.5426	0	199.0815	818.964	0	1466.112	21.2646	<b>22.21</b>
<b>55x55</b>	1739.599	-88.6105	0	205.2672	791.548	0.35	-	133.0274	<b>22.85</b>
		-5.1028	0	147.411	707.002	0	1046.792	8.2187	<b>15.53</b>
<b>55x50</b>	1405.756	-99.284	0	166.9432	568.939	0	-862.216	137.7509	<b>20.48</b>
		-8.956	0	175.6595	596.969	0		10.1165	<b>12.99</b>
<b>50x50</b>	1169.433	-122.5586	0.29	162.088	540.348	3.62	-732.65	118.844	<b>18.3</b>
		-2.6677	0	159.5473	473.534	4.23		6.7615	<b>10.97</b>
<b>50x45</b>	882.671	-108.4498	0	124.3393	340.081	3.45	-552.068	97.3549	<b>14.3</b>
		-74.1784	0	157.754	357.956	5.7		44.648	<b>10.85</b>
<b>45x45</b>	624.3	-112.9535	0.35	130.6448	280.62	5.93	-389.309	92.3379	<b>12.33</b>
		-57.837	0	121.2332	252.054	5.5		34.7681	<b>8.16</b>
<b>45x40</b>	443.453	-23.3488	0	97.5489	275.883	3.39	-267.22	46.5685	<b>7.27</b>
		-10.6094	0	104.8444	149.82	5.61		20.9522	<b>5.39</b>
<b>40x40</b>	340.503	-6.4384	0	96.9917	8.418	7.98	-227.479	7.4919	<b>3.9</b>
		<b>4.6391</b>	<b>0</b>	<b>86.6039</b>	<b>56.811</b>	<b>6.4</b>		<b>2.5808</b>	<b>3.49</b>

Tableau 5-2 Efforts revenant aux poteaux

## Calcul de la section d'armatures avec le logiciel SOCOTEC

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	33.35	28.8	10T20+2T16=35.42
	29.87		10T20=31.4
60x55	28.7	26.4	8T20+2T16=29.14
	22.21		6T20+2T16=22.86
55x55	22.85	24.2	6T20+2T16=22.86
	15.53		4T20+2T16=16.58
55x50	20.48	22	4T20+4T16=20.6
	12.99		2T20+2T16+2T14=13.38
50x50	18.3	20	6T20=18.84
	10.97		4T20=12.56
50x45	14.3	18	4T16+4T14=14.2
	10.85		2T14+4T16=11.12
45x45	12.33	16.2	2T20+4T14=12.44
	8.16		2T20+2T14=9.36
45x40	7.27	14.4	2T14+4T12=7.6
	5.39		2T14+4T12=7.6
40x40	7.98	12.8	4T16=8.04
	6.4		2T16+2T12=6.28

Tableau 5-3 Armatures longitudinales adopté

5.2.2.2 Armatures transversales

Niveau	Sous-sol	1 <sup>ere</sup>	2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> étages	4 <sup>eme</sup> étage
	RDC	étages	Etage		
		soupent			
Section (cm <sup>2</sup> )	60x60	60x55	55x55	55x50	50x50
$\phi_t^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	2
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.4	1.6	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	297.5	238	238	238	238
$\lambda g$	4.96	4.32	4.32	4.76	4.76
Vu (KN)	205.877	126.954	115.916	112.485	120.153
$l_r$ (cm)	80	80	80	80	80
$S_t$ zone nodale	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	3.21	1.98	1.97	1.91	2.25
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.36	3.08	3.08	2.8	2.8
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	4.71	3.16	3.14	3.14	3.14
Nbre de cadres	3T10	3T10	2T10	2T10	2T10
Niveau	5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> étage	7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> étage	
Section (cm <sup>2</sup> )	50x45	45x45	45x40	40x40	
$\phi_t^{\max}$ (cm)	1.6	2	1.6	1.4	
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	
$l_f$ (cm)	238	238	238	238	
$\lambda g$	5.28	5.28	5.95	5.95	
Vu (KN)	115.637	95.235	73.826	64.588	
$l_r$ (cm)	80	80	80	80	
$S_t$ zone nodale	10	10	10	10	
$S_t$ zone courante	15	15	15	15	
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.44	1.32	1.02	1	
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.35	1.35	1.2	1.2	
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	3.14	3.14	3.14	3.14	
Nbre de cadres	2T10	2T10	2T10	2T10	

Tableau 5-4 armature transversales

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des

armatures Longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.



### 5.2.3 Vérifications

#### 5.2.3.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

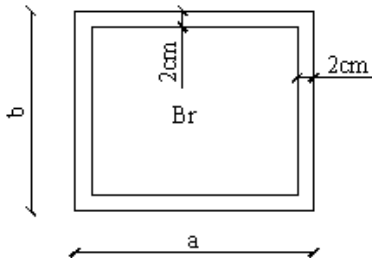
Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $l_0 = 4.25\text{m}$  et un effort normal de  $3489.257\text{KN}$

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

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$$B_r = (a-2) \times (b-2).$$



$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.975 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.173 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où: } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.975}{0.173} \Rightarrow \lambda = 17.2 \Rightarrow \alpha = 0.81$$

$$B_r = 0.3364\text{m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc: } N_u^{\max} = 0.81 \times \left( \frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 65.88 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6902.1\text{KN}$$

On a  $N_u^{max} < N_u$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	I <sub>f</sub> (m)	i (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nmax (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
<b>Sous-sol + RDC</b>	60x60	4.25	2.975	0.173	17.2	0.81	65.88	3364	3489.257	<b>6902.1</b>
<b>Soupent + étage1</b>	60x55	3.4	2.38	0.173	13.75	0.824	52	3074	2492.163	<b>6181.06</b>
<b>Etage 2</b>	55x55	3.4	2.38	0.158	15.06	0.819	39.44	2809	1739.599	<b>5383.84</b>
<b>Etage 3</b>	55x50	3.4	2.38	0.158	15.06	0.819	33.86	2544	1405.756	<b>4822.96</b>
<b>Etage 4</b>	50x50	3.4	2.38	0.144	15.98	0.816	29.96	2304	1169.433	<b>4331.43</b>
<b>Etage 5</b>	50x45	3.4	2.38	0.144	15.98	0.816	25.32	2064	882.671	<b>3837.58</b>
<b>Etage 6</b>	45x45	3.4	2.38	0.129	18.45	0.805	21.68	1849	624.3	<b>3363.42</b>
<b>Etage 7</b>	45x40	3.4	23.8	0.129	18.45	0.805	15.2	1634	443.453	<b>2861.47</b>
<b>Etage 8</b>	<b>40x40</b>	<b>3.4</b>	<b>23.8</b>	<b>0.115</b>	<b>20.7</b>	<b>0.794</b>	<b>14.82</b>	<b>1444</b>	<b>340.503</b>	<b>2532.5</b>

Tableau 5-5 Justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_u^{max} < N_u$

### 5.2.3.2 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left( \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

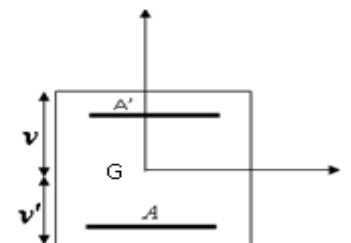


Figure 5-2 Section du poteau

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	B	v (cm)	v' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Sous-sol + RDC	60x60	54	65.88	4588.2	35.17	24.83	0.0152	2520.816	20.835	7.48	15
Souvent + étage1	60x55	54	52	4080	34.59	25.41	0.0135	1801.118	57.3103	6.92	15
Etage 2	55x55	49.5	39.44	3616.6	31.1	23.9	0.01	1260.796	63.7882	6.15	15
Etage 3	55x50	49.5	33.86	3257.9	30.93	24.07	0.009	1019.077	69.3334	6.088	15
Etage 4	50x50	45	29.96	2949.4	28.05	21.95	0.0067	851.679	88.2748	7.102	15
Etage 5	50x45	45	25.32	2629.8	27.89	22.11	0.00598	642.726	78.6758	6.52	15
Etage 6	45x45	40.5	21.68	2350.2	25.04	19.96	0.00432	454.441	81.8912	6.99	15
Etage 7	45x40	40.5	15.2	2028	24.52	20.48	0.00369	321.613	27.6177	3.62	15
Etage 8	40x40	36	14.82	1822.3	21.95	18.05	0.002263	247.137	4.6528	1.99	15

Tableau 5-6 Justification des contraintes

### 5.2.3.3 Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	lf(m)	$\lambda g$	$\rho_d$	d(cm)	Vu(KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
Sous-sol + RDC	60x60	2.975	4.96	0.04	54	205.877	0.635	1	vérifier
Soupent + étage1	60x55	2.38	4.32	0.04	54	126.954	0.427	1	vérifier
Etage 2	55x55	2.38	4.32	0.04	49.5	115.916	0.425	1	vérifier
Etage 3	55x50	2.38	4.76	0.04	49.5	112.485	0.454	1	vérifier
Etage 4	50x50	2.38	4.76	0.04	45	120.153	0.534	1	vérifier
Etage 5	50x45	2.38	5.28	0.075	45	115.637	0.571	1.875	vérifier
Etage 6	45x45	2.38	5.28	0.075	40.5	95.235	0.522	1.875	vérifier
Etage 7	45x40	23.8	5.95	0.075	40.5	73.826	0.455	1.875	vérifier
Etage 8	40x40	23.8	5.95	0.075	36	64.588	0.448	1.875	vérifier

Tableau 5-7 Vérification des contraintes tangentielles

## 5.2.4 Disposition constructive des poteaux

### 5.2.4.1 Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r = 40 \cdot \Phi \text{ en zone II}$$

$$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 80\text{cm}$$

### 5.2.4.2 Les zones nodales

zone nodale est définie par  $h'$

$$\text{et } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : section de poteau.

$h_e$  : hauteur d'étage.

- On opte  $h' = 60$  cm pour tous les étages.

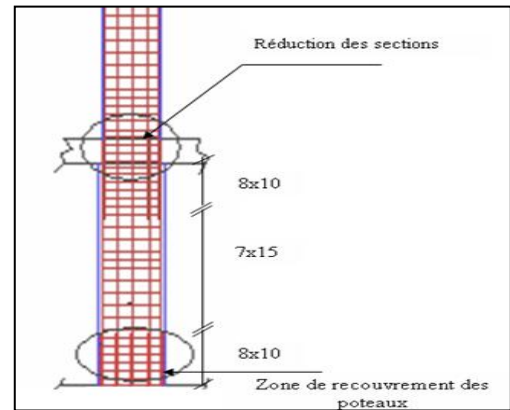
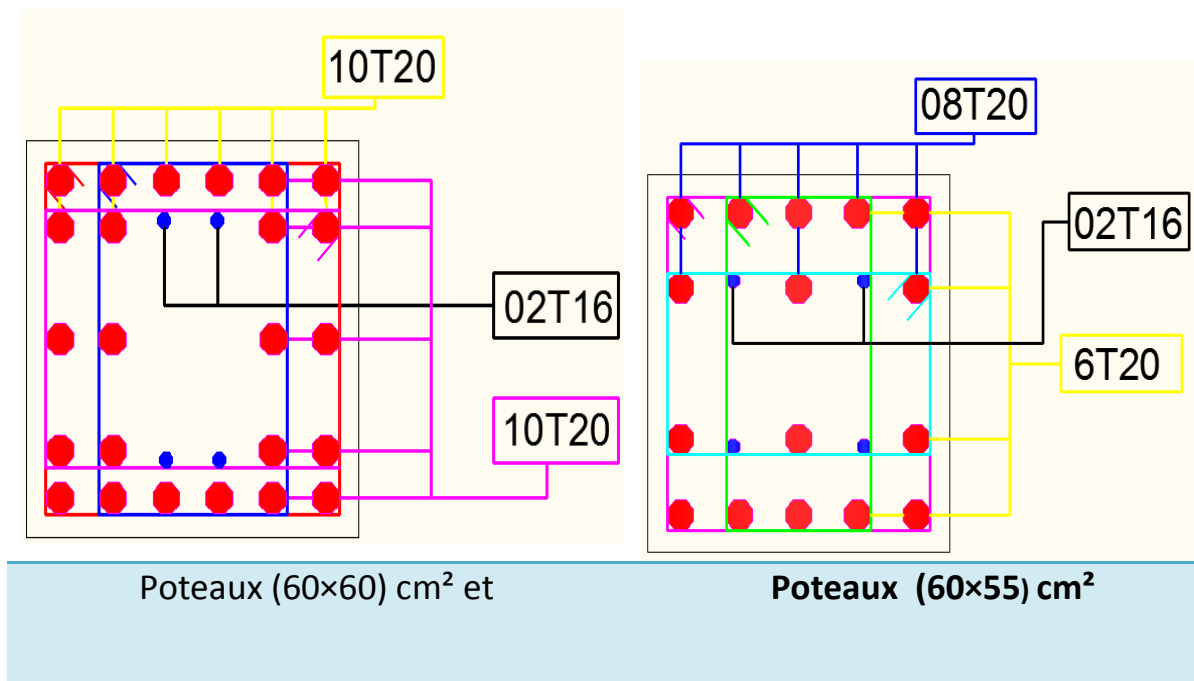
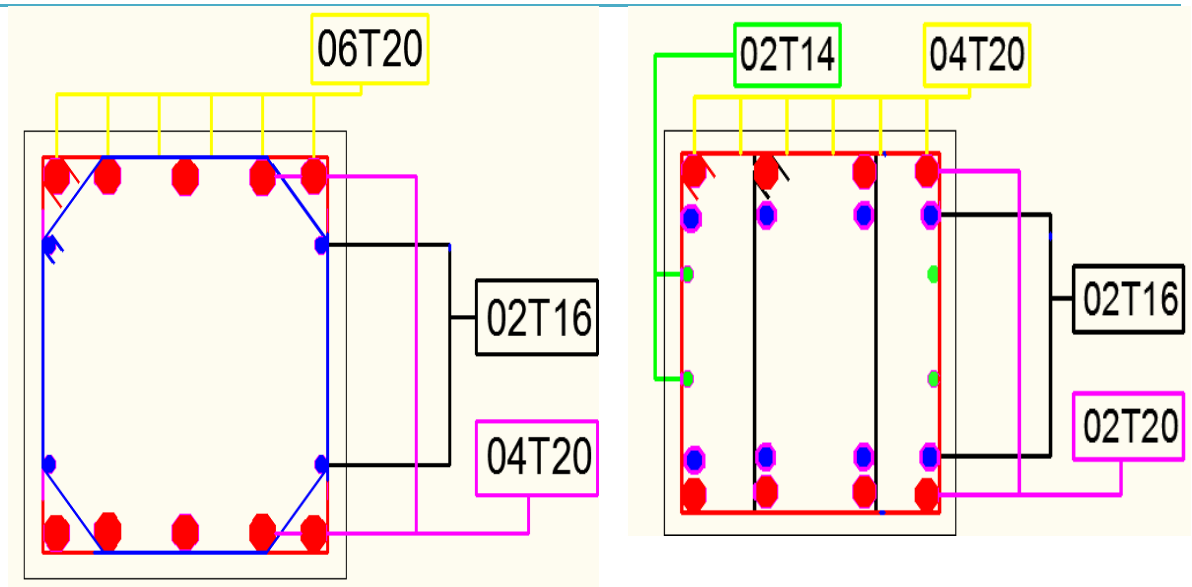


Figure 5-3 zones nodales et de recouvrement

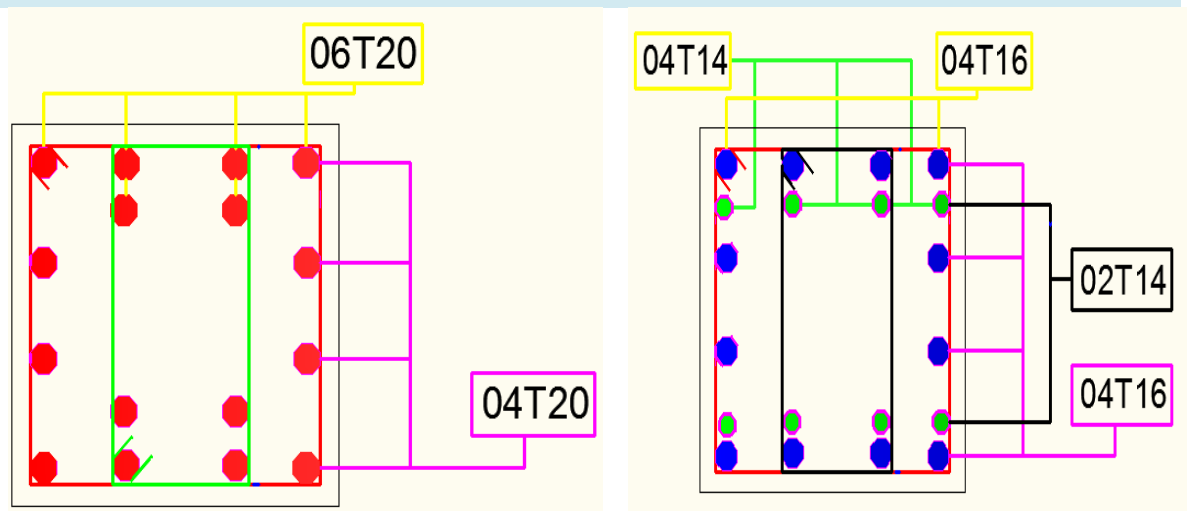
### 5.2.5 Schéma de ferrailage des poteaux





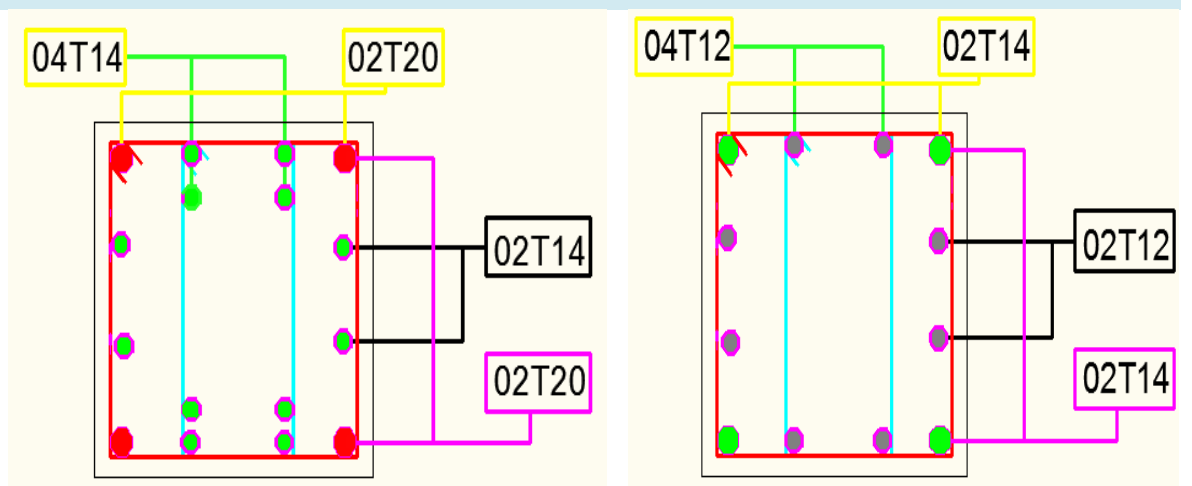
Poteaux (55x55) cm<sup>2</sup>

Poteaux (55x50) cm<sup>2</sup>



Poteaux (50X50) cm<sup>2</sup>

Poteaux (50x45) cm<sup>2</sup>



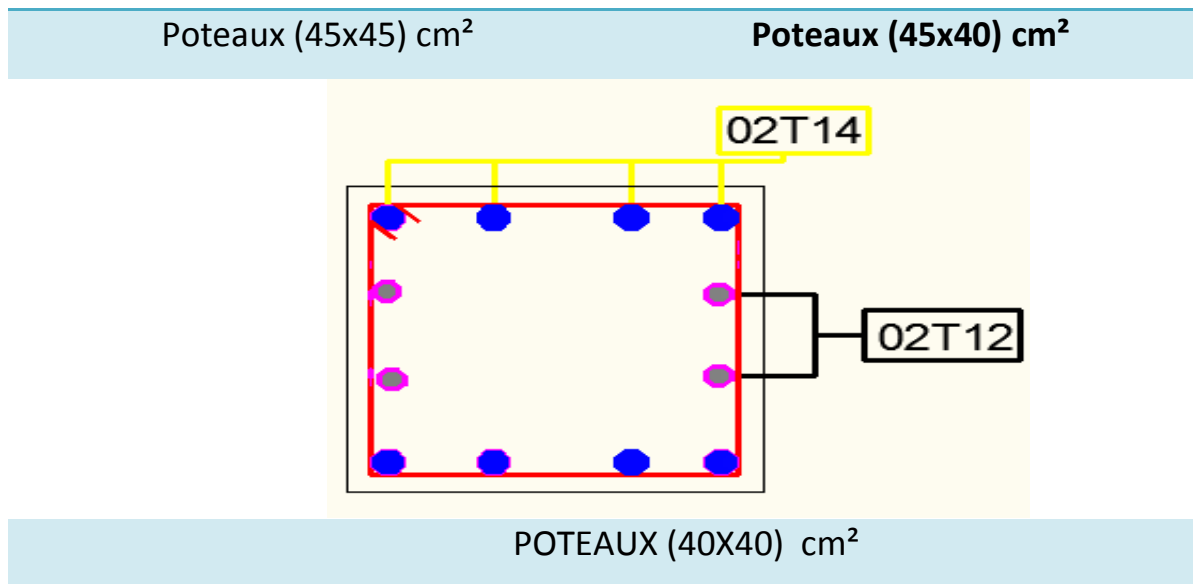


Figure 5-4 Schéma de ferrailage des poteaux

## 5.2.6 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $V$ ), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

### 5.2.6.1 Recommandation du RPA 99

#### 5.2.6.1.1 Ferrailage

##### 5.2.6.1.1.1 Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$  En zone courante.
- $6\% b \times h$  En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- $40\phi$  En zone II.a.

avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu' au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

#### 5.2.6.1.1.2 Les armatures transversales :RPA 99 (art 7.5.2.2

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  
 $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

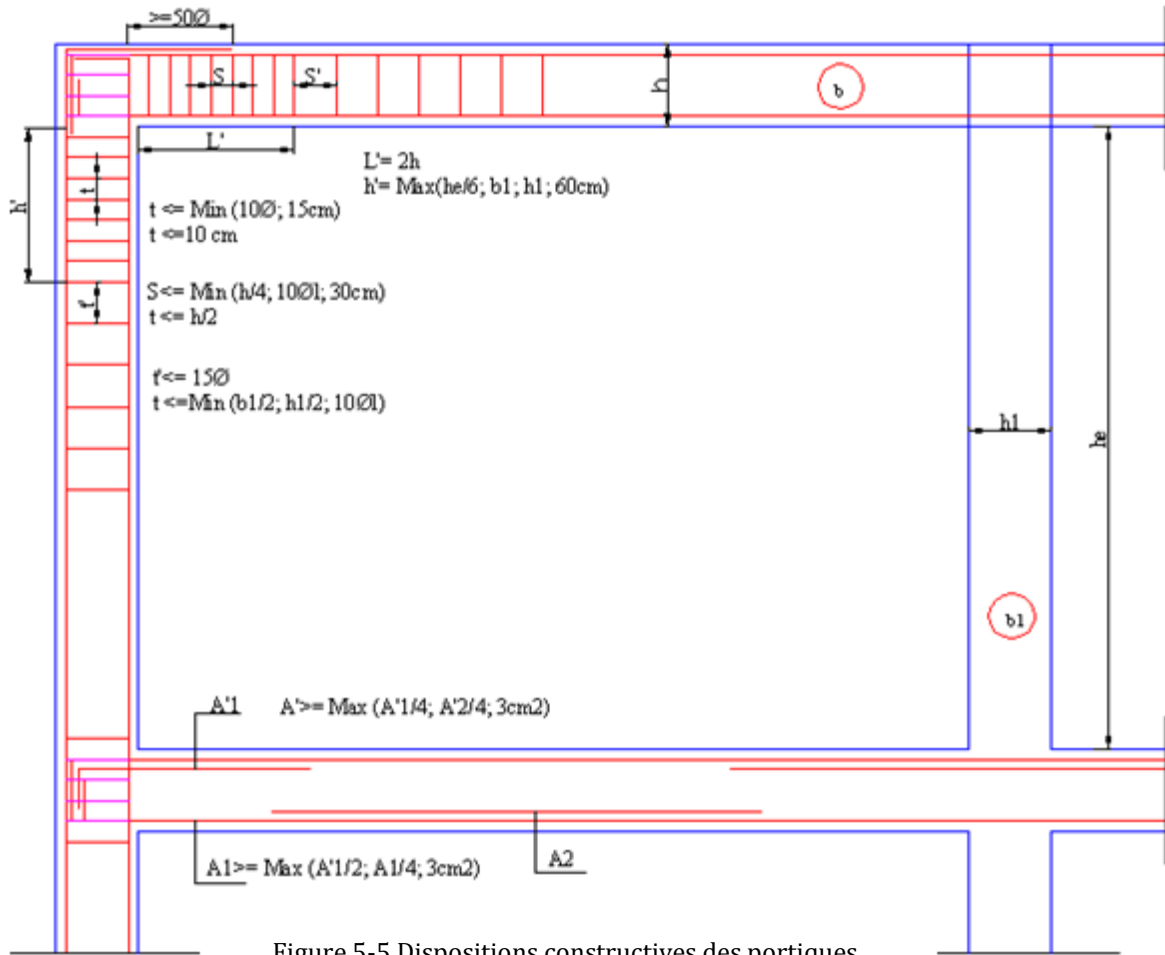
$$\text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

La valeur du diamètre  $\phi_l$  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.

#### 5.2.6.1.2 Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)





○ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



Figure 5-6 2U superposés

**5.2.6.2 Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

### 5.2.6.3 Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA

#### 5.2.6.3.1 Sollicitations de calculs

RDC jusqu'au 4ème étage

Poutre principale 30x50			Poutre secondaire 30x45			Poutre secondaire 35x55			Poutre principale de chainage40.60			Poutre principale de chainage140.55		
$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ i (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ i (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ i (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ i (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)
86.60	222.43	151.43	42.86	195.11	52.48	155.02	227.20	133.37	134.81	169.61	163.21	144.44	94.38	73.195

5ème jusqu'au 8ème étage

Poutre principale 30x50			Poutre secondaire 30x45			Poutre secondaire 35x55			Poutre principale de chainage40.60		
$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)
78.38	190.48	221.27	56.26	137.38	63.03	158.38	219.96	130.55	121.23	115.53	116.54

Terrasse

Poutre principale 30x50			Poutre secondaire 30x45			Poutre secondaire 35x55			Poutre principale de chainage40.60		
$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{trav}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	V (KN)
83.01	138.46	125.54	44.93	57.86	49.011	153.97	146.35	127.17	122.68	96.59	106.96

Tableau 5-8 les sollicitations les plus défavorables.

#### 5.2.6.3.2 Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **SAP2000**.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A <sub>calcul</sub> SOCOTEC (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbr de barres
RDC jusqu'au 4 <sup>ème</sup> étage	Principale	30x50	Appuis	15,19	7.5	60	15.45	3T16f+3T20ch
			Travée	5,51	7.5	60	6.88	3T14f+2T12ch
	secondaire	30x45	Appuis	15,11	6.75	54	15.45	3T16f+3T20ch
			Travée	2,99	6.75	54	4.61	3T14
	secondaire	35x55	Appuis	13,54	9.62	77	15.45	3T16f+3T20ch
			Travée	9,05	9.62	77	9.42	3T20
	Chainage	40x60	Appuis	8,92	12	96	7.69	3T14f+2T14ch
			Travée	7,01	12	96	7.69	3T14f+2T14ch
	Chainage	140x55	Appuis	5,22	38.5	308	25.76	5T16ch+5T20f
			Travée	8,02	38.5	308	25.76	5T16ch+5T20f
Niveau	Type de poutre	section	localisation	A <sub>calcul</sub> SOCOTEC (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbr de barres
5 <sup>ème</sup> jusqu'au 8 <sup>ème</sup>	Principale	30x50	Appuis	13,03	7.5	60	15.45	3T16f+3T20ch
			Travée	4,96	7.5	60	6.88	3T14f+2T12ch
	secondaire	30x45	Appuis	10,36	6.75	54	10.65	3T14f+3T16ch
			Travée	3,96	6.75	54	4.61	3T14f
	secondaire	35x55	Appuis	13,07	9.62	77	15.45	3T16f+3T20ch
			Travée	9,26	9.62	77	9.42	3T20
	Chainage	40x60	Appuis	5,97	12	96	7.69	3T14f+2T14ch
			Travée	6,28	12	96	7.69	3T14f+2T14ch
Niveau	Type de poutre	section	localisation	A <sub>calcul</sub> SOCOTEC (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbr de barres
Terrasse	Principale	30x50	Appuis	9,12	7.5	60	9.23	3T14f+3T14ch
			Travée	5,33	7.5	60	6.88	3T14f+2T12ch
	secondaire	30x45	Appuis	4,08	6.75	54	4.61	3T14f
			Travée	3,14	6.75	54	3.39	3T12f
	secondaire	35x55	Appuis	8,47	9.62	77	8.64	3T14f+2T16ch
			Travée	8,99	9.62	77	9.11	2T14ch+3T16f
	Chainage	40x60	Appuis	4,96	12	96	7.69	3T14f+2T14ch
			Travée	6,36	12	96	7.69	3T14f+2T14ch

Tableau 5-9 Ferrailage longitudinal

○ **Longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40\phi_L$$

$$-\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2.0 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 90 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 10\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

**5.2.6.3.3 Armatures transversales**

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

○ **Poutres principales**

- **RDC jusqu'au 4<sup>ème</sup> étage :**

$$\phi_t < \min(14.28 ; 30; 14) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 14\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

- **Du 5<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage :**

$$\phi_t < \min(14.28 ; 30; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

- **Terrasse :**

$$\phi_t < \min(14.28 ; 30; 12) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

○ **Poutres principales (Chainage 40.60)**

- **RDC jusqu'au 4<sup>ème</sup> étage :**

$$\phi_t < \min(17.14 ; 40; 16) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 16\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\phi 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ . - **Du 5<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage :**

$$\phi_t < \min(17.14 ; 40; 16) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 16\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ . -

**Terrasse :**

$\varnothing_t < \min (17.14 ; 40; 16)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 16$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

○ **Poutres secondaires 30.45**

**- RDC jusqu'au 4<sup>ème</sup> étage :**

$\varnothing_t < \min (12.8 ; 30; 14)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 14$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

**- Du 5<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage :**

$\varnothing_t < \min (12.8 ; 30; 12)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 12$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

**- Terrasse :**

$\varnothing_t < \min (12.8 ; 30; 10)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 10$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ .

○ **Poutres secondaires 35.55**

**- RDC jusqu'au 4<sup>ème</sup> étage :**

$\varnothing_t < \min (15.71 ; 30; 14)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 14$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

**- Du 5<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage :**

$\varnothing_t < \min (15.71 ; 30; 14)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 14$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

**- Terrasse :**

$\varnothing_t < \min (15.71 ; 30; 14)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 14$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

○ **Poutre de chaînage (55.140)**

$\varnothing_t < \min (40 ; 55; 16)$  mm, donc on prend  $\varnothing_t < 16$  mm

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 10$  d'où  $A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ .

### 5.2.6.3.3.1 Espacement $S_t$ d'armatures transversales

#### 5.2.6.3.3.1.1 Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ , avec:

$$\begin{cases} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 42.3\text{cm}; & S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 40\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 54.44\text{cm} \end{cases}$$

#### 5.2.6.3.3.1.2 Selon RPA99

Zone nodale :  $S_t < \min (h/4, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}) = 12.5\text{cm}$  soit  $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante :  $S_t < h/2 = 25\text{cm}$ . Soit  $S_t = 15\text{cm}$

#### - Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t > 0,003 \times S_t \times b$ .

$A_t (=4.52\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.8\text{cm}^2 \dots \dots \dots$  Vérifiée

### 5.2.6.3.4 Vérifications [BAEL91]

#### 5.2.6.3.4.1 Vérification à l'ELU

#### - Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.71\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### 5.2.6.3.4.2 Contrainte tangentielle maximale

##### 5.2.6.3.4.2.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$ .

Niveau	Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC	<b>Poutres principales 30×50</b>	151.43	1.01	3.25	Vérifiée
jusqu'au	<b>Poutres principales 40×60</b>	163.21	0.71	3.25	Vérifiée
4ème étage	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	52.48	0.42	3.25	Vérifiée
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	133.37	0.73	3.25	Vérifiée
5ème	<b>Poutres principales 30×50</b>	221.27	1.57	3.25	Vérifiée
jusqu'au	<b>Poutres principales 40×60</b>	116.54	0.51	3.25	Vérifiée
8ème étage	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	63.03	0.45	3.25	Vérifiée
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	130.55	0.72	3.25	Vérifiée
	<b>Poutres principales 30×50</b>	125.54	0.89	3.25	Vérifiée
Terrasse	<b>Poutres principales 40×60</b>	106.96	0.47	3.25	Vérifiée
	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	49.011	0.39	3.25	Vérifiée
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	<b>127.17</b>	<b>0.70</b>	<b>3.25</b>	Vérifiée

Tableau 5-10 Vérification des contraintes tangentielles.

5.2.6.3.4.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

-Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots(2)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale 30.50	15.45	151.43	222.43	4.36	-10.76	Vérifiée
Principale 40.60	7.69	163.21	169.61	4.69	-4.8	Vérifiée
Secondaires 30.45	15.45	52.48	195.11	1.51	-13.33	Vérifiée
Secondaires 35.55	15.45	133.37	227.20	3.83	-10.12	Vérifiée

Tableau 5-11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

### 5.2.6.3.4.3 Vérification à l'ELS

#### 5.2.6.3.4.3.1 Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	As (cm <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Poutres principales</b> <b>30.50(RDC)</b>	Appuis	138.26	15.45	0.0038	23	8.36	<b>vérifier</b>
	Travées	61.86	6.88	0.0027	14.9	3.41	<b>vérifier</b>
<b>Poutres principales</b> <b>40.60RDC</b>	Appuis	121.75	7.69	0.0047	15.47	6.97	<b>vérifier</b>
	Travées	96.58	7.69	0.0047	15.47	5.53	<b>vérifier</b>
<b>Poutres secondaires</b> <b>30.45RDC</b>	Appuis	42.40	15.45	0.0031	18.89	2.58	<b>vérifier</b>
	Travées	40.75	4.61	0.0014	11.79	3.43	<b>vérifier</b>
<b>Poutres secondaires</b> <b>35.55RDC</b>	Appuis	119.16	15.45	0.0065	15.90	2.91	<b>vérifier</b>
	Travées	114.92	9.42	0.0040	16.85	4.84	<b>vérifier</b>
<b>Poutres principales</b> <b>140.55RDC</b>	Appuis	3.5200	25.76	0.0091	20.90	0.008	<b>vérifier</b>
	Travées	<b>105.10</b>	<b>25.76</b>	<b>0.0091</b>	<b>20.90</b>	<b>2.41</b>	<b>vérifier</b>

Tableau 5-12 Vérification de l'état limite de compression.

#### 5.2.6.3.4.3.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$



	H	b	l(c	A <sub>s</sub>	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
	cm	cm	m	(cm <sup>2</sup> )							
<b>PP</b>	50	30	690	6.88	0.072	0.0240	0.004	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
<b>PP</b>	60	40	690	7.69	0.087	0.0280	0.003	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
<b>PP</b>	140	55	690	25.76	0.203	0.0740	0.003	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
<b>PS</b>	45	30	400	4.61	0.112	0.0760	0.003	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
<b>PS</b>	55	35	782	9.42	0.070	0.072	0.005	0.010	Vérifier	Non Vérifier	Vérifier

Tableau 5-13Vérification de la flèche pour les poutres.

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire pour les poutres secondaire.

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000}\right) + 0.5 = \frac{182}{1000} + 0.5 = 1.282cm$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 0.9 = 0.58KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.91 = 2.54KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (2.54 + 1.5) = 4.04KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{0.9 \times 7.82^2}{8} = 5.15KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.54 \times 7.82^2}{8} = 14.56KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.04 \times 7.82^2}{8} = 23.16KN.m$$

D'après le logiciel SOCOTEC

$$\Delta f_t = 1,08mm; f_{gv} = 0.98mm; f_{gi} = 1.19mm;$$

$$\Delta f_t < f_{ad} = 12.82mm \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

5.2.6.3.5 Schéma de ferrailage des Poutres

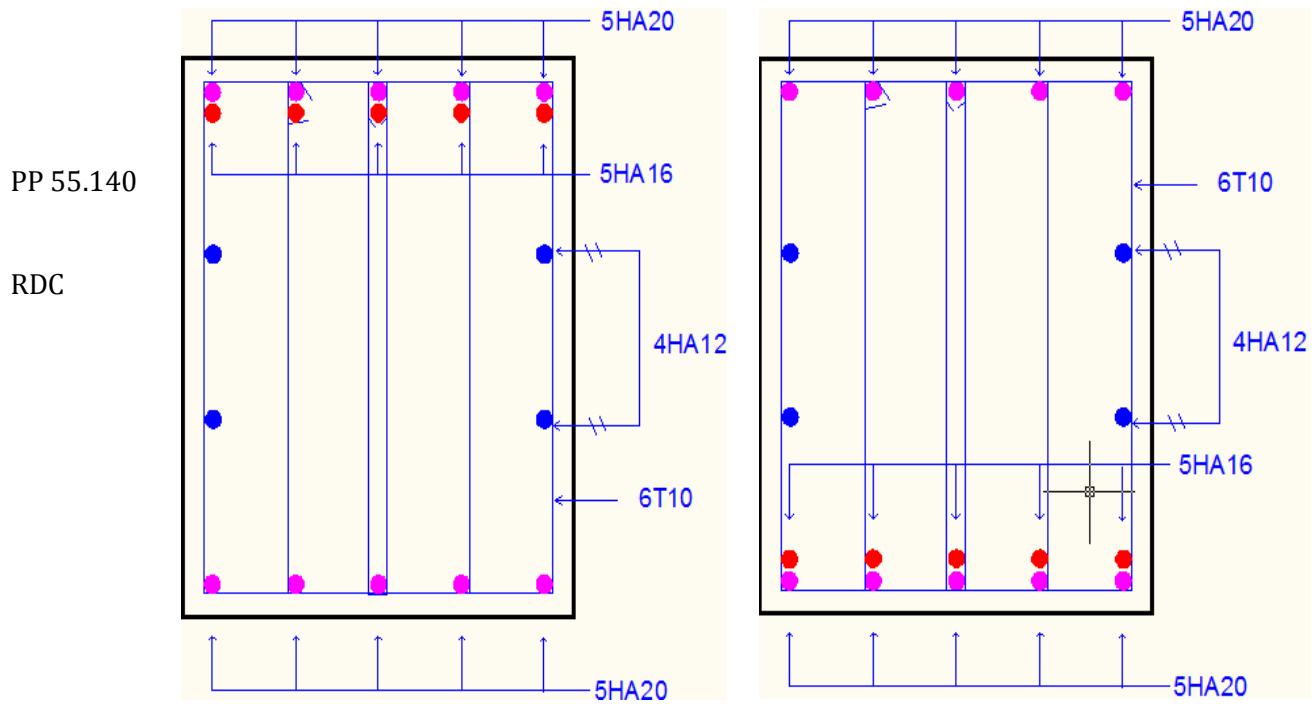


Figure 5-7 Section de ferrailage des poutres principale 55.140 RDC.

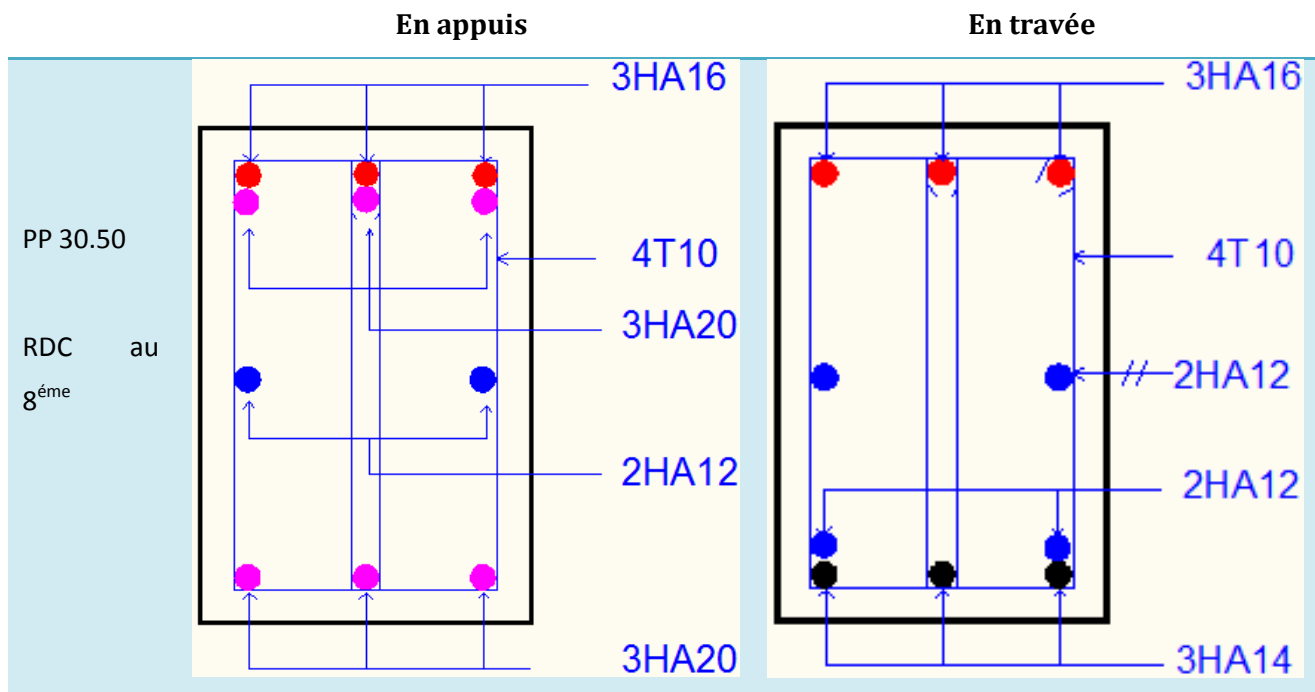


Figure 5-8 Section de ferrailage des poutres principale 30.50.

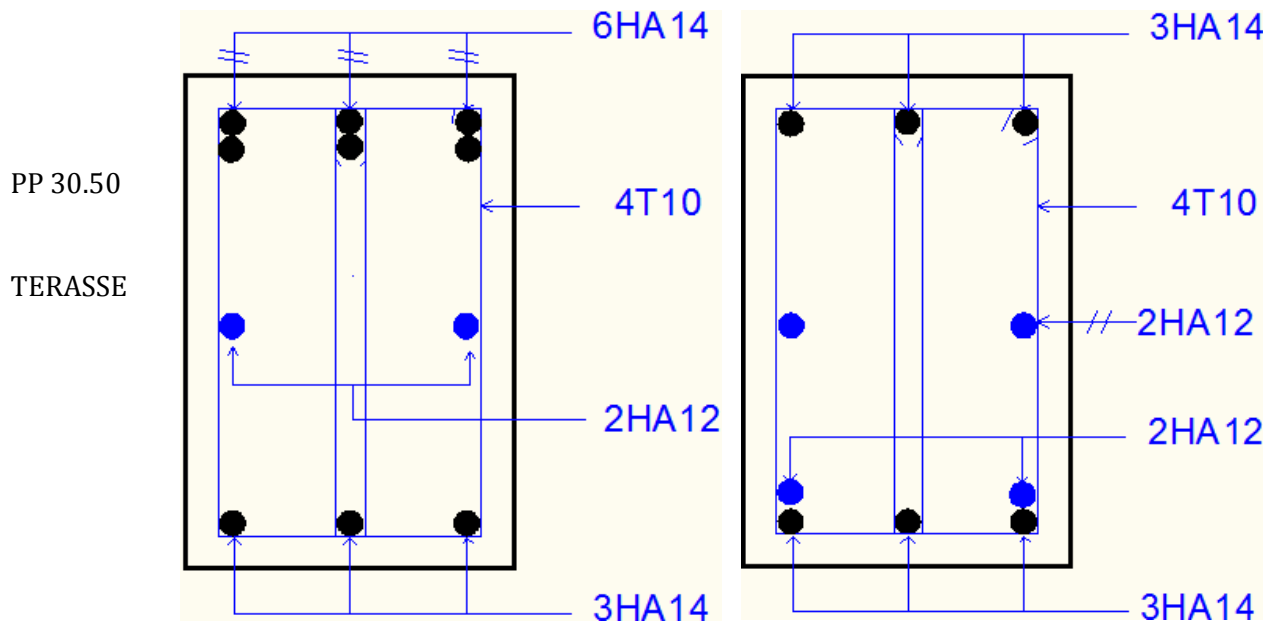


Figure 5-9 Section de ferrailage des poutres principales terrasse30.50.

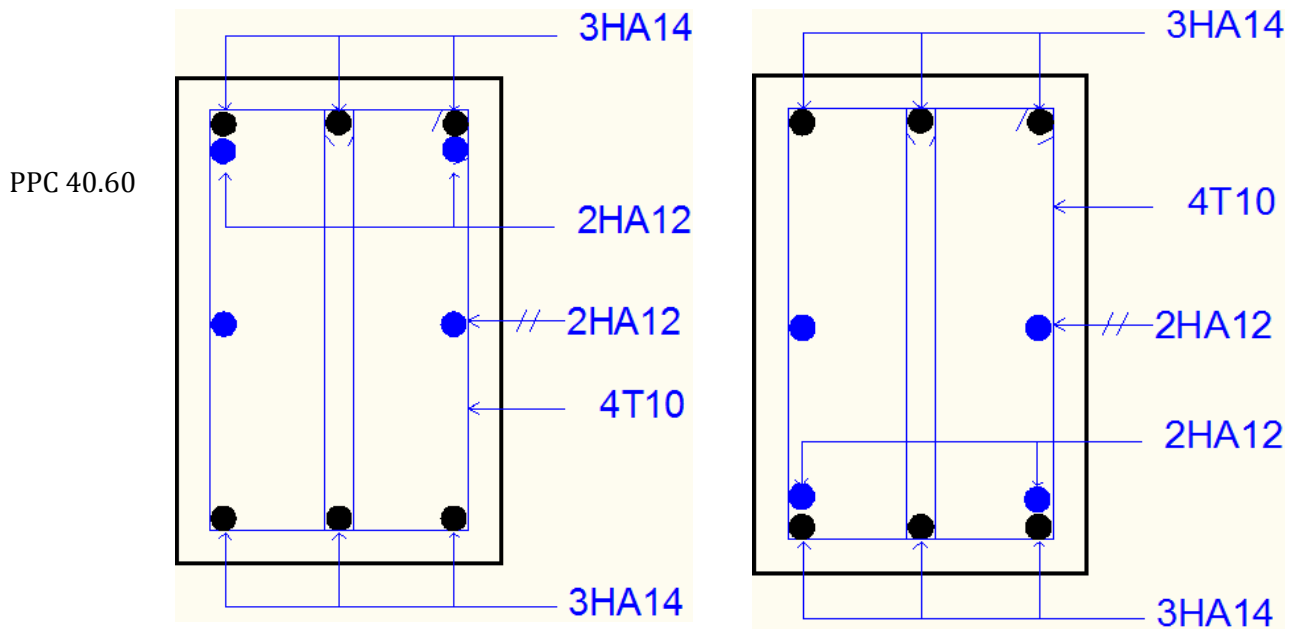


Figure 5-10 Section de ferrailage des poutres principales 40.60

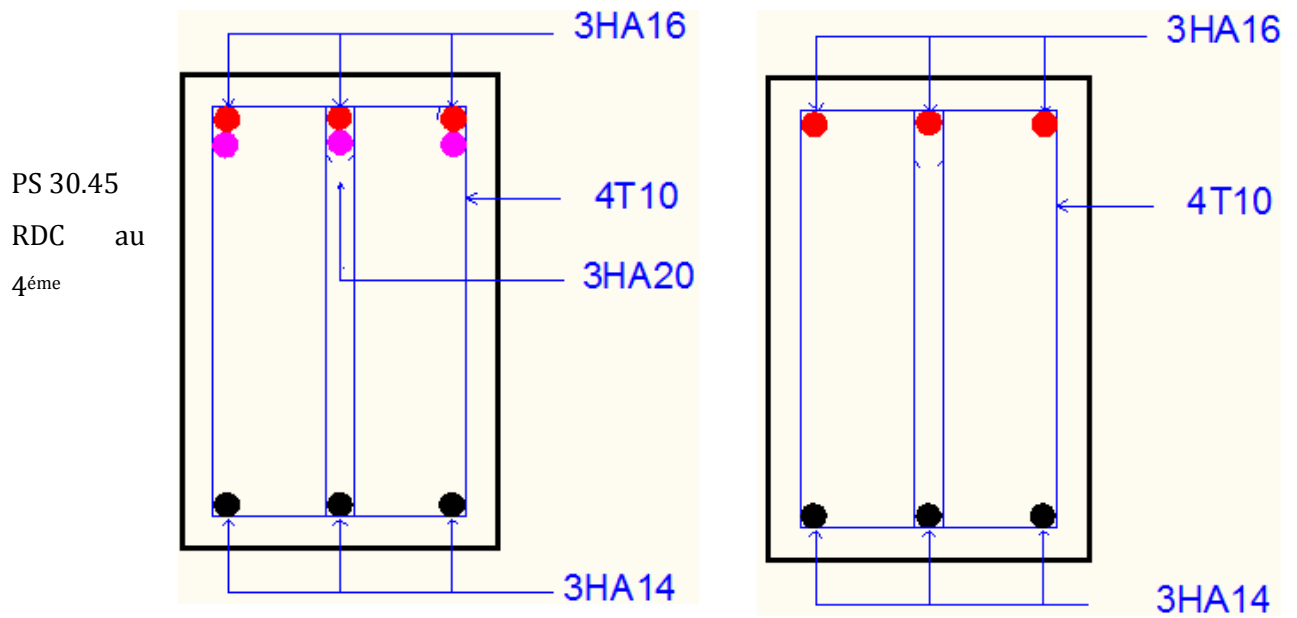


Figure 5-11 Section de ferrailage des poutres secondaire RDC au 4ème.

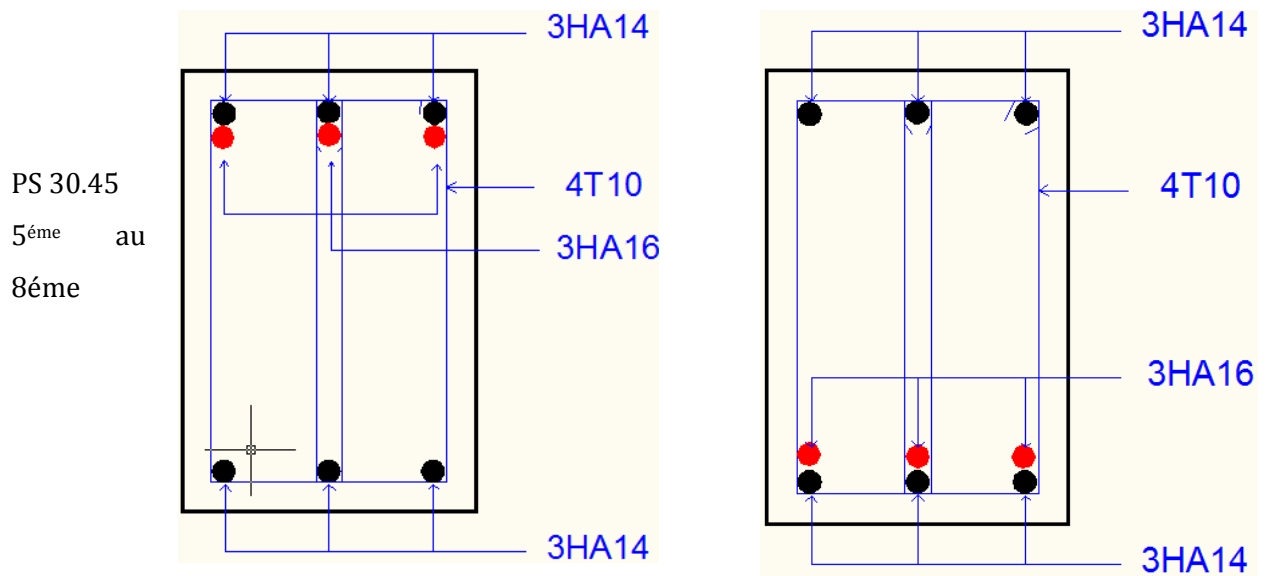


Figure 5-12 Section de ferrailage des poutres secondaire 5ème au 8ème.

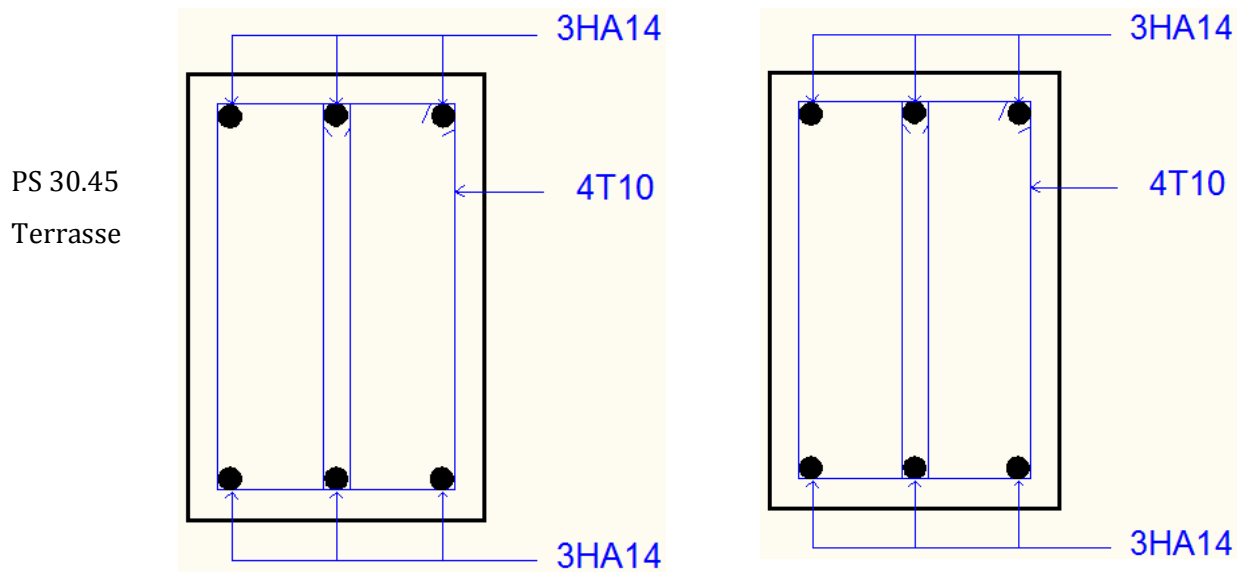


Figure 5-13 Section de ferrailage des poutres secondaire terrasse.

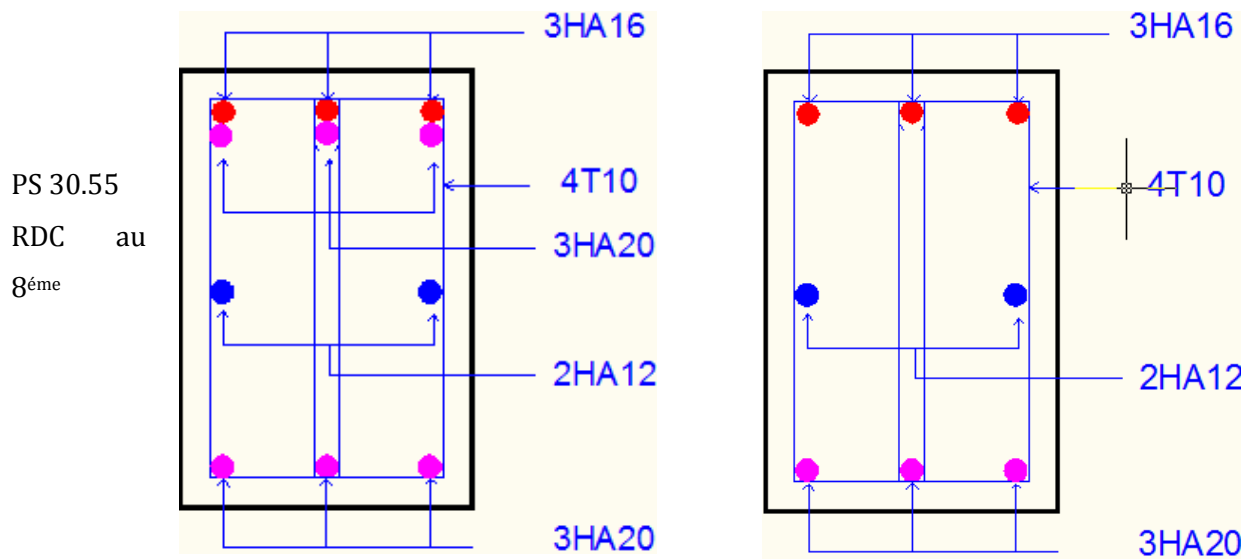


Figure 5-14 Section de ferrailage des poutres secondaire RDC au 4<sup>ème</sup>.

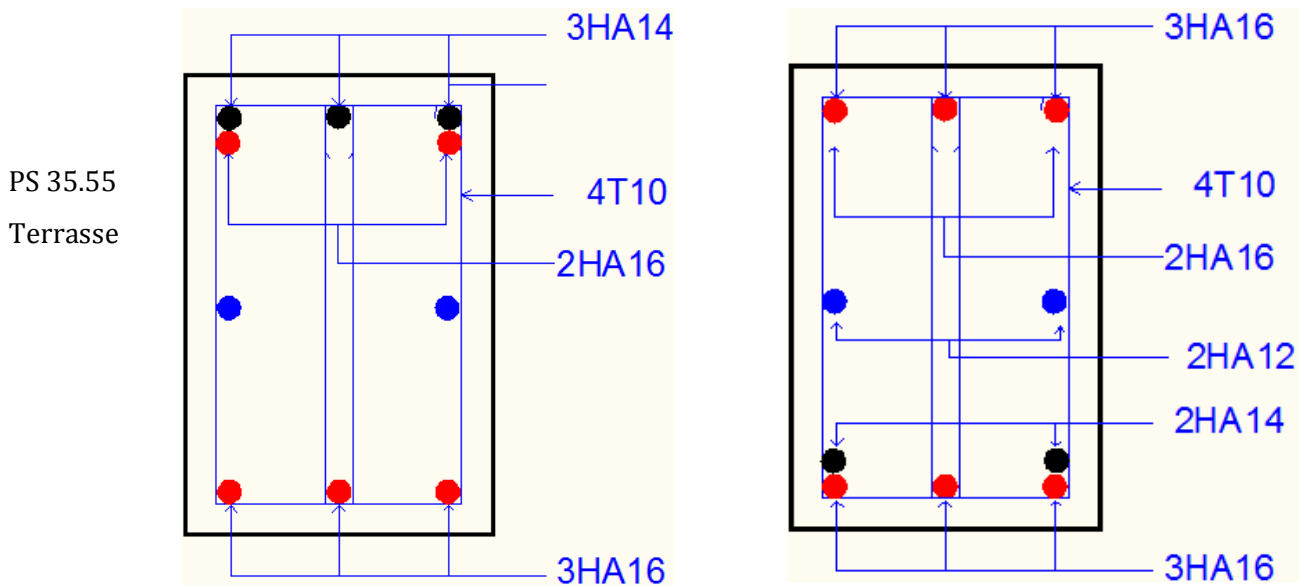


Figure 5-15 Section de ferrailage des poutres secondaire terrasse.

### 5.2.7 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25.

Cette disposition tend a faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

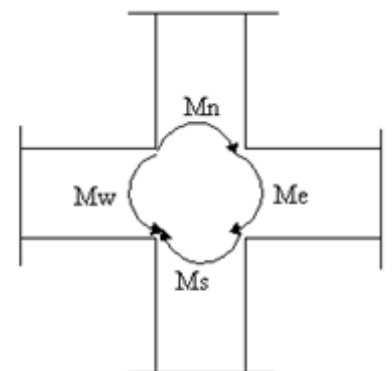


Figure 5-16 Différents moments

#### 5.2.7.1 Détermination des moments résistants

Le moment résistant « Mr » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

### 5.2.7.1.1 Poteaux

Niveau	Section du poteau	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	Mr(KNm)
Sous-sol + RDC	60x60	0.51	66.82	<b>1185.32</b>
Soupent + étage1	60x55	0.51	52	<b>922.43</b>
Etage 2	55x55	0.467	39.44	<b>640.64</b>
Etage 3	55x50	0.467	33.98	<b>552.00</b>
Etage 4	50x50	0.425	31.4	<b>464.17</b>
Etage 5	50 x45	0.425	25.32	<b>374.30</b>
Etage 6	45 x45	0.382	21.8	<b>289.65</b>
Etage 7	<b>40 x45</b>	<b>0.382</b>	<b>15.2</b>	<b>202.00</b>

Tableau 5-14 les moments résistant dans les poteaux

### 5.2.7.1.2 Poutre

Niveau	Poutres	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	Mr(KNm)
RDC	<b>Poutres principales</b>	0.425	15.45	<b>228.39</b>
jusqu'au	<b>30x50</b>			
4éme	<b>Poutres secondaires</b>	0.382	15.45	<b>205.28</b>
étage	<b>30x45</b>			
	<b>Poutres secondaires</b>	0.467	15.45	<b>250.96</b>
	<b>35x55</b>			
5éme	<b>Poutres principales</b>	0.425	15.45	<b>228.39</b>
jusqu'au	<b>30x50</b>			
8éme	<b>Poutres secondaires</b>	0.382	10.65	<b>141.50</b>
étage	<b>30x45</b>			
	<b>Poutres secondaires</b>	<b>0.467</b>	<b>15.45</b>	<b>250.96</b>
	<b>35x55</b>			

Tableau 5-15 Les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Poutres	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	1.25( M <sub>w</sub>   +  M <sub>e</sub>  ) (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	obsrv
Sous-sol	<b>Poutres principales 30×50</b>	228.39	228.39	1185.32	1185.32	570.975	2370.64	<b>vérifié</b>
+ RDC	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	205.28	/	1185.32	1185.32	456.24	2370.64	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	/	250.96					
Soupent	<b>Poutres principales 30×50</b>	228.39	228.39	922.43	922.43	570.975	1884.86	<b>vérifié</b>
+ étage1	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	205.28	/	922.43	922.43	456.24	1884.86	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	/	250.96					
Etage 2	<b>Poutres principales 30×50</b>	228.39	228.39	640.64	922.43	570.975	1884.86	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	205.28	/	640.64	922.43	456.24	1884.86	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	/	250.96					
Etage 3	<b>Poutres principales 30×50</b>	228.39	228.39	552.00	640.64	570.975	1192.64	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	205.28	/	552.00	640.64	456.24	1192.64	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	/	250.96					
Etage 4	<b>Poutres principales 30×50</b>	228.39	228.39	464.17	552.00	570.975	1016.17	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	205.28	/	464.17	552.00	456.24	1016.17	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	/	250.96					
Etage 5	<b>Poutres principales 30×50</b>	228.39	228.39	374.30	464.17	570.975	838.47	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	141.50	/	374.30	464.17	456.24	838.47	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	/	250.96					
Etage 6	<b>Poutres principales 30×50</b>	228.39	228.39	289.65	374.30	570.975	663.95	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 30×45</b>	141.50	/	289.65	374.30	456.24	663.95	<b>vérifié</b>
	<b>Poutres secondaires 35×55</b>	/	<b>250.96</b>					

Tableau 5-16 Vérification de la zone nodale dans différent étage

## 5.2.8 Etude des voiles

### 5.2.8.1 Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire



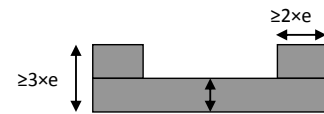
à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, voile simple et voile composé.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.



**Figure V.8.** Voile simple



**Figure V.9.** Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

## 5.2.8.2 Recommandation du RPA99

### 5.2.8.2.1 Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_{est}$  est inférieur à l'épaisseur du voile ( $e$ ).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes.

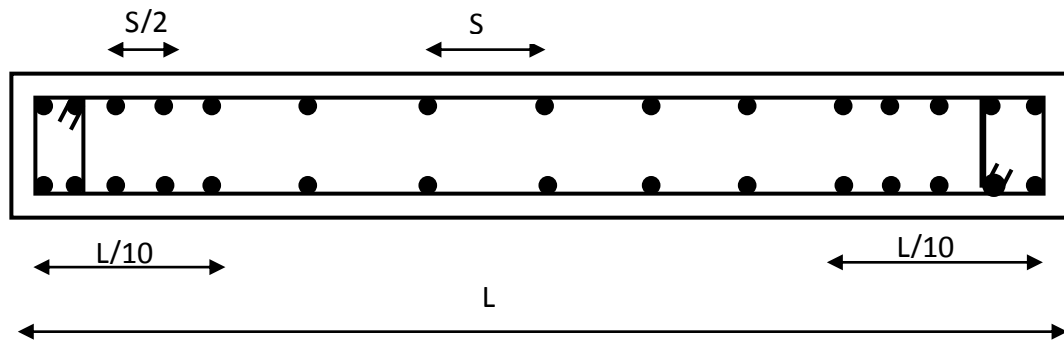


Figure 5-17 Disposition des armatures verticales (vue en plan)

#### 5.2.8.2.2 Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  de longueur  $10\emptyset$ .

#### 5.2.8.2.3 Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1m^2$  au moins.

#### 5.2.8.2.4 Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### 5.2.8.2.5 Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{min} = 0.15\%$ ..... Section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ ..... Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a, 30cm)$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$  en zone courante.

### 5.2.8.2.6 Longueur de recouvrement

$L_r = 40\phi$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\phi$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

### 5.2.8.3 Disposition des voiles

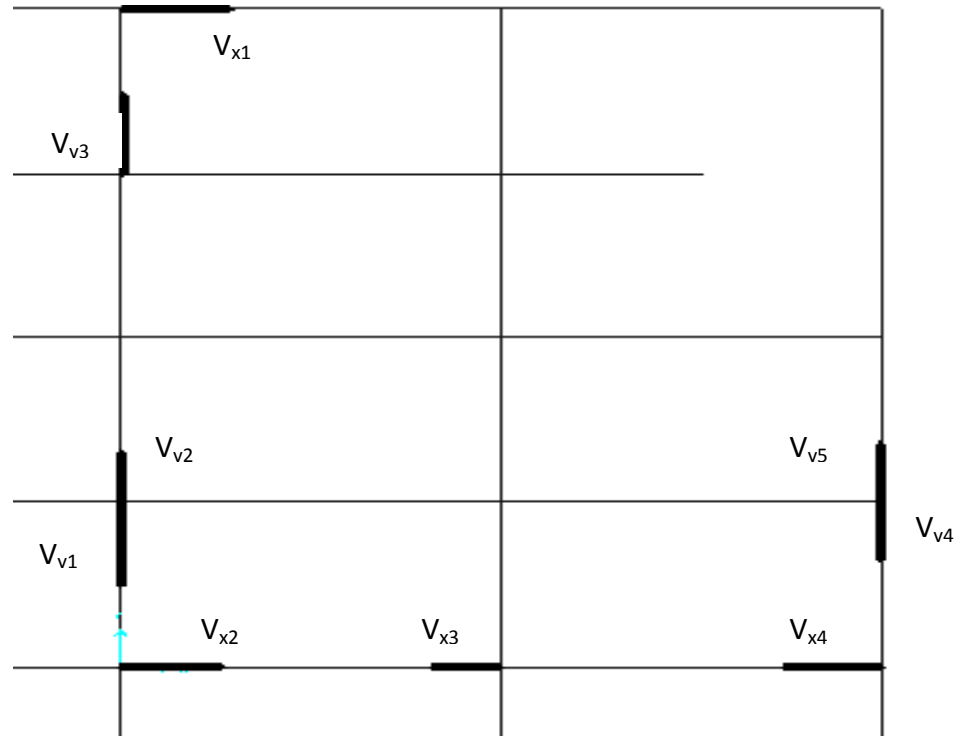


Figure 5-18 Disposition des voiles

Le SAP 2000 utilise la méthode des éléments finis, cette dernière donne des résultats plus précis en augmentant le nombre de nœuds (augmentation de nombre d'éléments ou mailles) la commande qui permet de mailler la structure dans le SAP 2000 est la commande *mèche schell*, et par conséquent on aura plusieurs mailles dans un voile, pour le ferrailage on prend la maille la plus sollicitée.

### 5.2.8.4 Ferrailage des voiles

#### 5.2.8.4.1 Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée —

sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) comme indiquée

sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

$N_{max} \rightarrow M$  correspondant.

$N_{min} \rightarrow M$  correspondant.

$M_{max} \rightarrow N$  correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du RPA 99/V2003

#### 5.2.8.4.2 Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA 99.

$A_{vmin}/voile$  : Section d'armatures minimales dans

le voile complet.

$$A_{vmin} = 0.15\% \times b \times L.$$

$A_{vcalculé}/face$  : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_{vadopté}/face$  : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N_{bre}/face$  : Nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_{hmin}/face$  : section d'armatures horizontales dans le voile complet.  $A_{hmin} = 0.15 \times b \times h$ .

$A_{hcalculé}/face$  : section d'armatures horizontales calculées. ( $A_{adopté}/4$ ).

$A_{hadopté}/face$  : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N_{bre}/face$  : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

		$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.		$M_{max} \rightarrow N$ correspondant.		$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.	
$V_{x1}$	e=25cm rdc ss	-2205.088	-722.3014	2569.8165	1850.358	2940.031	1050.1319
	e=25cm soup E1	-1812.632	-682.5144	858.6956	1532.464	2456.41	1020.371
	e=20cm E2	-1342.384	-500.0539	753.6045	1880.904	1880.904	753.6045
	e=20cm E3	-1122.661	-423.399	639.0869	1598.397	1598.397	639.0869
	e=20cm	-905.53	-371.6345	555.5658	1307.515	1307.515	555.5658

<b>V<sub>x2</sub></b>	E4						
	e=20cm	-696.154	-272.1714	414.7673	1029.109	1029.109	414.7673
	E5						
	e=15cm	-500.273	-204.4402	321.7881	756.092	756.092	321.7881
	E6						
	e=15cm	-319.929	-143.5374	230.6902	493.016	493.016	230.6902
	E7						
	e=15cm	-148.313	-89.0765	167.6134	146.495	232.368	149.4414
	E8						
	e=25cm	-2930.849	-1050.0479	5001.0423	2477.25	3913.618	1592.2406
	rdc ss						
	e=25cm	-2550.706	-925.0111	1657.4436	2244.885	3567.096	1451.2318
	soup E1						
	e=20cm	-1895.609	-651.752	1006.403	2737.805	2737.805	1006.403
	E2						
	e=20cm	-1591.884	-551.8901	850.233	2332.275	2332.275	850.233
E3							
e=20cm	-1293.778	-482.3488	733.3423	1917.867	1917.867	733.3423	
E4							
e=20cm	-1006.992	-351.9803	552.4218	972.028	1530.061	548.6455	
E5							
e=15cm	-733.446	-261.7798	469.7335	718.305	1141.677	415.601	
E6							
e=15cm	-480.618	-181.1103	434.0829	475.976	765.241	293.9739	
E7							
e=15cm	-235.762	-87.1801	329.8551	235.165	388.047	147.5507	
E8							
<b>V<sub>x3</sub></b>	e=25cm	-2183.919	-588.0704	817.2199	2094.392	3415.584	-892.04
rdc ss							
e=25cm	-1950.26	-526.9344	-805.8561	3087.481	3087.481	-805.8561	
soup E1							
e=20cm	-1451.046	-381.5443	-582.7927	2302.386	2302.386	-582.7927	
E2							
e=20cm	-1214.875	-318.4623	-481.9789	1922.374	1922.374	-481.9789	
E3							
e=20cm	-982.067	-258.0201	397.8881	961.776	1544.74	-391.0259	
E4							
e=20cm	-765.912	-176.1307	310.7777	754.117	1217.228	-269.6105	

<b>V<sub>x4</sub></b>	E5						
	e=15cm	-558.452	-129.4604	233.3306	552.341	897.615	-200.3774
	E6						
	e=15cm	-364.642	-76.2397	167.5691	362.218	594.734	-118.6368
	E7						
	e=15cm	-181.248	21.5141	129.7255	180.775	305.199	-17.1632
	E8						
	e=25cm	-2038.376	-900.6933	1752.9835	1606.071	2541.722	-997.0519
	rdc ss						
	e=25cm	-1747.497	-728.8625	-974.7925	2264.058	2264.058	-974.7925
	soup E1						
	e=20cm	-1282.721	-538.3819	-754.9284	1713.244	1713.244	-754.9284
	E2						
	e=20cm	-1067.954	-458.2646	-671.0281	1448.657	1448.657	-671.0281
	E3						
	e=20cm	-858.302	-378.0839	-569.9367	1181.919	1181.919	-569.9367
E4							
e=20cm	-661.057	-262.7977	-412.3728	940.776	940.776	-412.3728	
E5							
e=15cm	-475.616	-196.0797	-313.6979	700.716	700.716	-313.6979	
E6							
e=15cm	-308.553	-148.8925	-243.3642	470.514	470.514	-243.3642	
E7							
e=15cm	-152.932	-96.5585	-157.3275	244.248	244.248	-157.3275	
E8							
<b>V<sub>y1</sub></b>	e=25cm	-2708.169	2352.0538	-2352.0538	2708.169	4124.631	-1490.086
rdc ss							
e=25cm	-2314.703	883.9678	-1376.6934	3642.868	3642.868	-1376.693	
soup E1							
e=20cm	-1777.922	650.1175	-996.4818	2807.405	2807.405	-996.4818	
E2							
e=20cm	-1555.007	586.2447	-887.2002	2451.166	2451.166	-887.2002	
E3							
e=20cm	-1293.566	471.3061	-717.5274	2026.888	2026.888	-717.5274	
E4							
e=20cm	-1031.154	348.6646	-530.8412	1623.142	1623.142	-530.8412	
E5							
e=15cm	-796.96	283.5039	-432.2537	1267.292	1267.292	-432.2537	

<b>V<sub>y2</sub></b>	E6						
	e=15cm	-570.988	255.3876	-301.8955	912.024	912.024	-301.8955
	E7						
	e=15cm	-335.905	191.5611	-191.5611	335.905	537.183	-116.5839
	E8						
	e=25cm	-3193.005	558.1138	873.6131	3158.336	3158.336	873.6131
	rdc ss						
	e=25cm	-1912.961	572.8509	898.3981	2757.812	2757.812	898.3981
	soup E1						
	e=20cm	-1320.726	501.5348	732.5729	2031.791	2031.791	732.5729
	E2						
	e=20cm	-1126.056	487.9936	694.2443	1745.87	1745.87	694.2443
	E3						
	e=20cm	-925.769	437.0578	589.3073	1410.597	1410.597	589.3073
E4							
e=20cm	-743.28	374.4788	468.4197	1122.071	1122.071	468.4197	
E5							
e=15cm	-603.094	316.217	401.0355	880.47	880.47	401.0355	
E6							
e=15cm	-446.228	263.4393	321.7127	604.383	604.383	321.7127	
E7							
e=15cm	-293.523	200.4534	264.7539	367.519	367.519	264.7539	
E8							
<b>V<sub>y3</sub></b>	e=25cm	-2630.364	934.133	-2335.4637	2569.385	4144.119	1404.410
	rdc ss						
	e=25cm	-2255.271	791.9596	1208.4341	3581.43	3581.43	1208.434
	soup E1						
	e=20cm	-1716.006	543.5565	802.2582	2712.386	2712.386	802.2582
	E2						
	e=20cm	-1464.427	437.898	627.6605	2301.757	2301.757	627.6605
	E3						
	e=20cm	-1219.075	369.5783	495.1871	1899.449	1899.449	495.1871
	E4						
	e=20cm	-984.835	246.1993	339.4287	1547.94	1547.94	339.4287
	E5						
	e=15cm	-757.114	177.0001	254.4103	1202.158	1202.158	254.4103
	E6						
e=15cm	-544.313	76.0024	-115.5876	544.354	873.566	97.5352	

<b>V<sub>y4</sub></b>	E7						
	e=15cm	-342.055	58.5478	-58.5478	342.055	552.248	-46.5595
	E8						
	e=25cm	-2255.651	1321.975	-1321.975	2255.651	3078.123	-1074.022
	rdc ss						
	e=25cm	-1668.537	626.4939	-959.0669	2592.806	2592.806	-959.0669
	soup E1						
	e=20cm	-1285.681	468.3105	-709.8915	2008.946	2008.946	-709.8915
	E2						
	e=20cm	-1057.922	410.2192	646.8285	1583.32	1583.32	646.8285
	E3						
	e=20cm	-957.61	346.2729	-532.7729	1487.086	1487.086	-532.7729
	E4						
	e=20cm	-765.527	263.3474	-407.7962	1198.761	1198.761	-407.7962
	E5						
	e=15cm	-610.132	246.3796	-346.8725	949.844	949.844	-346.8725
E6							
e=15cm	-448.916	179.9817	-259.2713	688.533	688.533	-259.2713	
E7							
e=15cm	-281.67	118.4095	-156.9085	424.541	424.541	-156.9085	
E8							
<b>V<sub>y5</sub></b>	e=25cm	-2684.062	749.0954	890.4746	3019.426	3019.426	890.4746
	rdc ss						
	e=25cm	-1664.364	555.1492	858.7636	2400.967	2400.967	858.7636
	soup E1						
	e=20cm	-1212.469	434.7385	675.6826	1818.819	1818.819	675.6826
	E2						
	e=20cm	-1057.922	410.2192	646.8285	1583.32	1583.32	646.8285
	E3						
	e=20cm	-897.772	359.974	552.7737	1322.254	1322.254	552.7737
	E4						
	e=20cm	-710.711	290.452	447.6758	1071.037	1071.037	447.6758
	E5						
	e=15cm	-559.926	249.0616	390.5914	857.657	857.657	390.5914
	E6						
	e=15cm	-412.204	198.2322	312.545	629.765	629.765	312.545
	E7						
e=15cm	-271.907	147.4397	239.6807	416.712	416.712	239.6807	
E8							

Tableau 5-17 Récapitulation des efforts dans les voiles.



5.2.8.4.2.1 Voiles parallèles à  $xx'$ 

	Voile $V_{x1}$								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1050.13	1020.3	753.60	639.086	555.56	414.76	321.788	230.69	149.4
N (KN)	2940.03	2456.4	1880.9	1598.39	1307.5	1029.1	756.092	493.01	232.36
V(KN)	448.772	156.20	134.07	60	130.57	102.27	91.23	59.15	42.201
$\tau$ (MPa)	1.39	0.48	0.51	0.23	0.51	0.40	0.47	0.31	0.22
L traction	1.724	1.612	1.637	1.530	1.596	1.633	1.595	1.534	1.369
L comp	0.126	0.238	0.213	0.320	0.254	0.217	0.255	0.316	0.481
$A_v^{\min}$ /face	6.9	6.9	5.55	5.55	5.55	5.55	4.16	4.16	4.16
$A_{\text{Calcul}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	73.898	62.783	47.836	41.781	33.535	26.191	19.400	12.873	6.630
2NAPPES									
$A_{\text{Adopter}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	37.7	37.7	24.13	24.13	18.47	18.47	13.57	9.42	9.42
X 2									
$N^{\text{barre}}$ /face	12T20	12T20	12T16	12T16	12T14	12T14	12T12	12T10	12T10
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	9.42	9.42	6.03	6.03	4.61	4.67	3.39	2.35	2.35
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ /face	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
(cm <sup>2</sup> )									
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T12	6T14+6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T10	4T12+8T10	4T12+8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-18 Ferrailage des voiles  $V_{x1}$

	Voile V <sub>x2</sub>								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1592.24	1451.2	1006.4	850.233	733.34	548.64	415.601	293.97	147.55
N (KN)	3913.61	3567.1	2737.8	2332.27	1917.8	1530.0	1141.67	765.24	388.04
V(KN)	615.084	330.50	263.78	179.532	218.42	174.06	145.916	89.875	48.674
$\tau$ (MPa)	1.37	0.74	0.74	0.50	0.61	0.48	0.54	0.33	0.18
L traction	2.495	2.495	2.545	2.373	2.421	2.353	2.368	2.427	2.416
L comp	0.055	0.055	0.005	0.177	0.129	0.197	0.182	0.123	0.134
$A_v^{\min}$ /face	9.56	9.56	7.65	7.65	7.65	7.65	5.74	5.74	5.74
$A_{\text{Calcul}}^v$ /face (cm <sup>2</sup> )	93.709	85.405	59.200	50.292	43.264	32.580	24.616	17.338	8.709
$A_{\text{Adopter}}^v$ /face (cm <sup>2</sup> )	50.26	50.26	32.17	25.57	24.63	18.1	18.1	12.56	12.56
$N^{\text{barre}}$ /face	16T20	16T20	16T16	2T16+14 T14	16T14	16T12	16T12	16T10	16T10
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	12.56	12.56	8.04	6.39	6.39	4.52	4.52	3.14	3.14
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T 12	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T 10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-19 Ferrailage des voiles V<sub>x2</sub>

	Voile V <sub>x3</sub>								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1404.41	1208.4	802.25	627.660	495.18	339.42	254.410	97.535	-46.59
N (KN)	4144.11	3581.4	2712.3	2301.75	1899.4	1547.9	1202.15	873.56	552.24
V(KN)	71.244	209.57	190.03	183.488	177.71	163.59	133.058	104.57	108.80
$\tau$ (MPa)	0.40	1.64	1.33	1.28	1.24	1.14	1.24	0.97	1.01
L traction	1.066	1.067	1.126	1.166	1.185	1.291	1.285	0.993	0.903
L comp	0.234	0.233	0.174	0.134	0.115	0.01	0.015	0.307	0.397
$A_v^{\min}$ /face									
$A_{\text{Calcul}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	108.87	94.02	69.46	58.296	47.950	38.699	29.358	12.443	6.663
$A_{\text{Adopter}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	58.90	58.90	37.7	37.7	24.13	19.88	14.7	9.42	9.42
$N^{\text{barre}}$ /face	12T25	12T25	12T20	12T20	12T16	3T16+ 9T14	3T14+9T 12	12T10	12T10
$S_t$ (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14	14
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	14.72	14.72	9.42	9.42	6.03	4.97	3.67	2.35	2.35
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T 12	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T 10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-20 Ferrailage des voiles Vx3

	Voile V <sub>x4</sub>								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-997.0519	-974.9	-754.9	-671.08	-569.3	-412.3	-313.69	-243.6	-157.3
N (KN)	2541.722	2264.0	1713.2	1448.65	1181.9	940.77	700.716	470.51	244.24
V(KN)	223.966	127.71	118.79	86.086	101.41	89.599	76.023	57.304	41.913
$\tau$ (MPa)	0.78	0.44	0.52	0.37	0.44	0.39	0.44	0.33	0.24
L traction	1.344	1.29	1.284	1.261	1.242	1.287	1.276	1.213	1.131
L comp	0.256	0.305	0.316	0.339	0.358	0.313	0.324	0.387	0.469
$A_v^{\min}$ /face	6	6	4.8	4.8	4.8	4.8	3.6	3.6	3.6
$A_{\text{Calcul}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	65.945	59.915	45.590	39.049	32.220	25.007	18.730	13.111	7.373
$A_{\text{Adopter}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	34.97	31.41	23.5	20.1	16.33	12.53	11.31	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}$ /face	2T25+8T20	10T20	3T20+ 7T16	10T16	2T16+ 8T14	3T14+ 7T12	10T12	10T10	10T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	9.74	7.85	5.78	5.025	4.08	3.13	2.82	1.96	1.96
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T12	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-21 Ferrailage des voiles Vx4

## a) Voiles parallèles à yy'

	Voile V <sub>y1</sub>								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-1490.0	-1376	-996.4	-887.20	-717.5	-530.8	-432.25	-301.9	-116.8
N (KN)	4124.63	3642.8	2807.4	2451.16	2026.9	1623.1	1267.29	912.02	537.18
V(KN)	441.387	337.73	270.32	207.615	203.66	182.71	135.585	104.08	97.602
$\tau$ (MPa)	1.10	0.84	0.84	0.84	0.63	0.56	0.56	0.43	0.40
L traction	2.209	2.241	2.189	2.211	2.191	2.106	2.149	2.118	1.776
L comp	0.041	0.009	0.061	0.039	0.059	0.14	0.101	0.132	0.474
$A_v^{\min}$ /face	8.44	8.44	6.75	6.75	6.75	6.75	5.1	5.1	5.1
$A_{\text{Calcul}}^v$ /face (cm <sup>2</sup> )	99.368	91.076	66.485	59.165	48.035	35.565	28.897	20.211	8.369
$A_{\text{Adopter}}^v$ /face (cm <sup>2</sup> )	50.66	47.12	33.55	30.16	24.03	23.1	16.96	11.78	11.78
$N^{\text{barre}}$ /face	2T25+13 T20	15T20	3T20+ 12T16	15T16	2T16+ 13T14	15T14	15T12	15T10	15T10
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	12.66	11.78	8.38	7.54	6	5.775	4.24	2.94	2.94
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T 12	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T 10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-22 Ferrailage des voiles Vy1

	Voile $V_{y2}$								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	873.613	898.39	732.57	694.244	589.30	468.41	401.035	321.71	264.75
N (KN)	3158.33	2757.8	2031.7	1745.8	1410.5	1122.0	880.47	604.38	367.51
V(KN)	278.207	204.99	106.20	175.593	165.46	151.47	122.142	106.20	112.95
$\tau$ (MPa)	1.11	0.82	0.53	0.87	0.83	0.76	0.81	0.71	0.75
L traction	1.291	1.201	1.153	1.111	1.091	1.090	1.059	1.009	0.927
L comp	0.109	0.199	0.247	0.289	0.309	0.31	0.341	0.391	0.473
$A_v^{\min}$ /face	5.25	5.25	4.2	4.2	4.2	4.2	3.15	3.15	3.15
$A_{\text{Calcul}}^v$ /face (cm <sup>2</sup> )	79.572	70.887	53.249	46.826	38.362	30.522	24.567	17.906	12.436
$A_{\text{Adopter}}^v$ /face (cm <sup>2</sup> )	43	37.7	27.52	24.13	19.41	18.47	13.57	10.11	10.11
$N^{\text{barre}}$ /face	3T25+9T 20	12T20	3T20+ 9T16	12T16	2T16+ 10T14	12T14	12T12	2T12+ 10T10	2T12+ 10T10
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	10.75	9.42	6.88	6.03	4.85	4.62	3.39	2.52	2.52
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T 12	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T 10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-23.Ferrailage des voiles  $V_{y2}$

	Voile V <sub>y3</sub>								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1404.41 0	1208.4 4	802.25 8	627.660 5	495.18 7	339.42 8	254.410 3	97.535 2	- 46.559
N (KN)	4144.11 9	3581.4 3	2712.3 8	2301.75 7	1899.4 5	1547.9 4	1202.15 8	873.56 6	552.24 8
V(KN)	319.783	264.34	253.76	233.447	217.60	199.10	167.838	137.95	-227.7
$\tau$ (MPa)	0.89	0.74	0.88	0.81	0.76	0.69	0.58	0.64	1.06
L traction	1.984	1.989	1.887	1.818	1.782	1.659	1.635	1.335	1.253
L comp	0.016	0.011	0.113	0.182	0.218	0.34	0.365	0.665	0.747
$A_v^{\min}$ /face	7.5	7.5	6	6	6	6	4.5	4.5	4.5
$A_{\text{Calcul}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	103.610	89.788	60.388	47.574	37.705	26.626	20.082	9.731	5.419
$A_{\text{Adopter}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	53.8	50.26	32.17	24.63	18.91	18.1	12.56	12.56	12.56
$N^{\text{barre}}$ /face	2T25+14 T20	16T20	16T16	16T14	2T14+ 14T12	16T12	16T10	16T10	16T10
$S_t$ (cm)	13	13	13	13	13	13	13	13	13
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	13.45	12.56	8.04	6.15	4.72	4.525	3.14	3.14	3.14
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T 12	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T 10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-24 Ferrailage des voiles Vy3

	Voile V <sub>y4</sub>								
	Sous-S+RDC	+souple+E1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-1074.0	-959.1	-709.9	646.83	-532.8	-407.8	-346.8	-259.3	-156.9
N (KN)	3078.12	2592.8	2008.9	1583.3	1487.1	1198.7	949.844	688.53	424.54
V(KN)	355.457	231.49	178.21	141.658	142.00	140.66	107.974	80.625	68.524
$\tau$ (MPa)	0.99	0.65	0.62	0.49	0.49	0.49	0.50	0.37	0.32
L traction	1.955	1.901	1.944	1.816	1.930	1.980	1.913	1.883	1.901
L comp	0.045	0.099	0.056	0.184	0.070	0.02	0.087	0.117	0.099
$A_v^{\min}$ /face	7.5	7.5	6	6	6	6	4.5	4.5	4.5
$A_{\text{Calcul}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	76.993	65.001	50.292	39.993	37.226	29.978	23.800	17.280	10.641
$A_{\text{Adopter}}^V$ /face (cm <sup>2</sup> )	41.23	37.7	26.38	26.38	19.41	18.47	13.57	9.42	9.42
$N^{\text{barre}}$ /face	2T25+10 T20	12T20	2T20+ 10T16	2T20+10 T16	2T16+ 10T14	12T14	12T12	12T10	12T10
$S_t$ (cm)	19	19	19	19	19	19	19	19	19
$A_{\text{Calcul}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	10.30	9.42	6.6	6.59	4.85	4.62	3.4	2.355	2.355
$A_h^{\min}$ /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
$A_{\text{Adopter}}^h$ /face (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
$N^{\text{barre}}$ /face	6T14+6T 12	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T 10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-25 Ferrailage des voiles Vy4



	Voile V <sub>y5</sub>								
	Sous-S+RDC	+soupon e+E1	Etage 2	Etage 3	Etage4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
L(m)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
e(m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	890.474	858.76	675.68	646.828	552.77	447.67	390.59	312.54	239.68
N (KN)	3019.43	2400.9	1818.8	1583.32	1322.2	1071.0	857.65	629.76	416.71
V(KN)	525.335	302.34	205.95	167.747	141.65	143.74	123.219	97.25	82.289
$\tau$ (MPa)	1.68	0.97	0.82	0.67	0.56	0.57	0.66	0.52	0.44
L traction	1.741	1.589	1.562	1.500	1.485	1.486	1.435	1.390	1.318
L comp	0.009	0.161	0.188	0.250	0.265	0.26	0.315	0.361	0.432
A <sub>v</sub> <sup>min</sup> /face	6.56	6.56	5.25	5.25	5.25	5.25	4	4	4
A <sub>Calcul</sub> <sup>V</sup> /face (cm <sup>2</sup> )	75.502	60.652	46.166	40.716	34.138	27.652	22.530	16.887	11.676
A <sub>Adopter</sub> <sup>V</sup> /face (cm <sup>2</sup> )	43.98	30.41	28.14	21.55	21.55	15.83	11.68	10.99	10.99
N <sup>barre</sup> /face	14T20	2T20+ 12T16	14T16	14T14	14T14	14T12	2T12+12 T10	14T10	14T10
S <sub>t</sub> (cm)	13	13	13	13	13	13	13	13	13
A <sub>Calcul</sub> <sup>h</sup> /face (cm <sup>2</sup> )	11	7.6	7.03	5.38	5.38	3.95	2.92	2.74	2.74
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> /face	15.93	15.93	12.75	12.75	12.75	12.75	9.56	9.56	9.56
A <sub>Adopter</sub> <sup>h</sup> /face (cm <sup>2</sup> )	16.02	16.02	13.57	13.57	13.57	13.57	10.80	10.80	10.80
N <sup>barre</sup> /face	6T14+6T1 2	6T14+ 6T12	12T12	12T12	12T12	12T12	4T12+8T 10	4T12+ 8T10	4T12+ 8T10
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Tableau 5-26 Ferrailage des voiles Vy5

### 5.2.8.5 Vérification à l'effort tranchant

Selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

- **Interprétation des résultats**

On remarque des tableaux précédents que :

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow c'est\ verifie$  sur tous les voiles mais aussi au niveau de tous les étages

### 5.2.8.6 Exemples de schémas de ferrailage (Voile V<sub>X4</sub>)

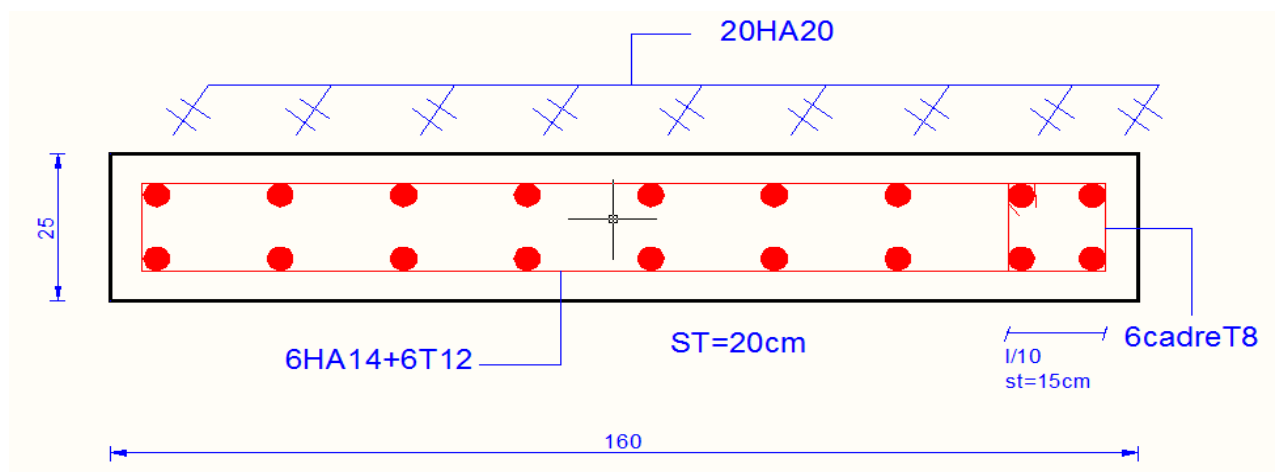


Figure 5-19 ferrailage du Voile VX4 de (Soupente au 1<sup>ème</sup>) étage

# CHAPITRE 6

## 6.1 Introduction

Les fondations sont la partie de l'ouvrage qui transmet au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

## 6.2 Choix de type des fondations

Choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 3.8 m, du niveau de base, et un taux de travail de 0.96 bars.

Vu la capacité portant faible du sol, le bureau d'étude à opté pour un renforcement du sol.

## 6.3 Choix de la méthode de renforcement du sol

Le choix d'une méthode de renforcement de sol nécessite une parfaite connaissance de ses causes de faiblesses.

La solution finale retenue pour le sol résultera par contre d'un compromis tenant compte des caractéristiques du site, des sujétions liées à la technique et des impératifs technicoéconomiques.

C'est ainsi que sont progressivement apparus des procédés destinés à s'opposer directement aux effets de l'instabilité, ou à améliorer les caractéristiques des sols tels que :

- le compactage dynamique
- les pieux
- le vibrocompactage
- les voiles minces
- les colonnes à module contrôlé (CMC)
- la colonne ballastée

Les caractéristiques du sol, les conditions de site et les impératifs de sécurité peuvent en effet se cumuler pour que la colonne ballastée soit la seule et meilleure technique applicable.

### **6.3.1 Les colonnes ballastées**

#### **6.3.1.1 Définition**

C'est une méthode qui sert à renforcer et à améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles).

Les colonnes ballastées dont les premières utilisations remontent à plus de 40 ans, connaissent aujourd'hui un regain d'intérêt alors même que sont apparues un grand nombre de nouvelles techniques de renforcement et d'amélioration des sols.

Elles sont constituées par des fûts (diamètre de 0,50 à 1,20 m) remplis par des matériaux pulvérulents (ballast) compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui sert de support.

Ces techniques consistent à réaliser des inclusions verticales souples, semi-rigides ou rigides dans un terrain compressible. Les inclusions sont disposées suivant un maillage de surface régulier.

Les matériaux apportés sont naturellement de bonne qualité, le plus souvent de matière sèche et pulvérulente.

De cette façon la couche de sol renforcée se comporte comme un matériau composite de meilleures caractéristiques.



Figure 6-2 Ballast (gravier roulé 15/30 mm)



Figure 6-1 Coupe d'une colonne ballastée

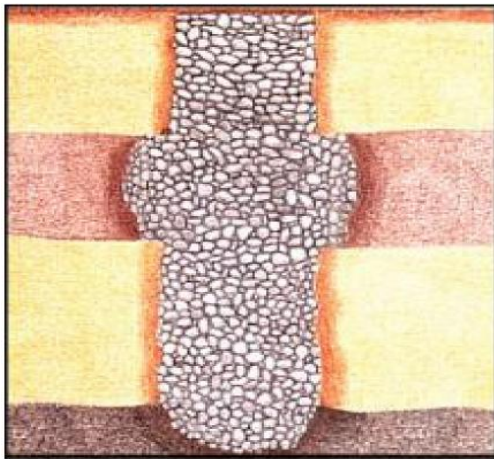


Figure 6-4 Vues en plan d'une colonne



Figure 6-3 Fond de fouille après réalisation des colonnes ballastées

### 6.3.1.2 Equipement et mise en œuvre

En règle générale, les colonnes ballastées sont réalisées avec un vibreur à sas qui comporte, à son extrémité supérieure, un sas et une trémie pour les matériaux d'apport (figure 7-9). Un tube permet d'amener ceux-ci jusqu'à la pointe, à l'aide d'air comprimé. Pour cet équipement spécial, la machine est conçue par châssis porteurs qui peuvent activer le fonçage par poussée statique sur l'outil. Les colonnes ballastées sont réalisées par passes successives. Après le fonçage, on remonte le vibreur et les matériaux s'écoulent à sa pointe. Le vibreur est alors redescendu dans les agrégats, qui sont compactés et expansés latéralement dans le sol. Les colonnes ainsi réalisées concentrent l'essentiel des charges à reprendre.



Figure 6-8 Vibreur à sas



Figure 6-7 Grue portant le vibreur à sas

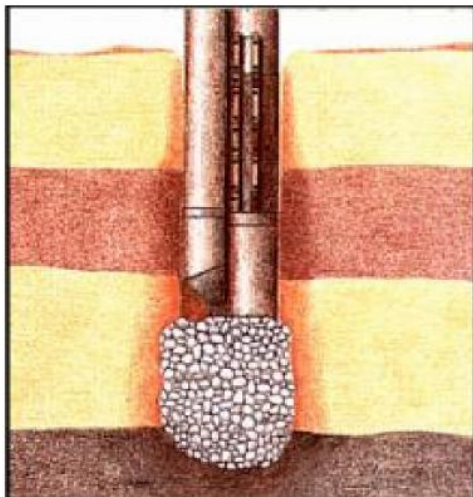


Figure 6-6 Fonçage au vibreur

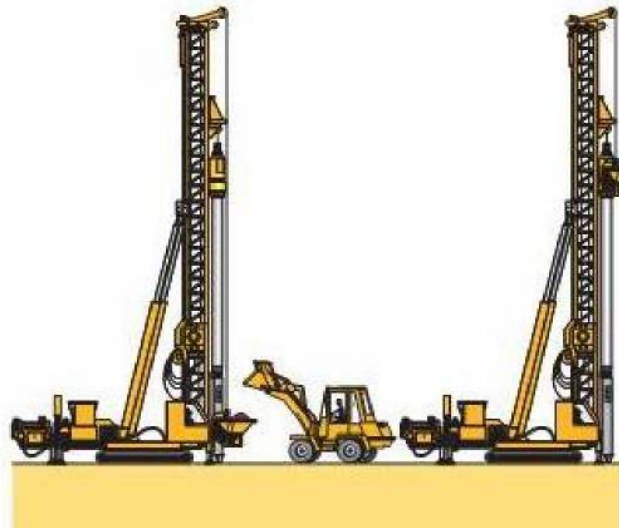


Figure 6-5 Outillage de mise en œuvre



### 6.3.1.3 Domaine d'application

- Profondeur de sol à améliorer

Profondeur (m)	Technique utilisée
moins de 2 m	Remplacement de sol
0 ÷ 10 m	Plot ballasté, Compactage dynamique, Colonne à module contrôlé
0 ÷ 20 m	Colonne ballastée, Vibrocompactage
0 ÷ 30 m	Ménard vacuum, Drain vertical, Jet grouting

Figure 0-1 Principales techniques de renforcement des sols

- Types de sols à renforcer

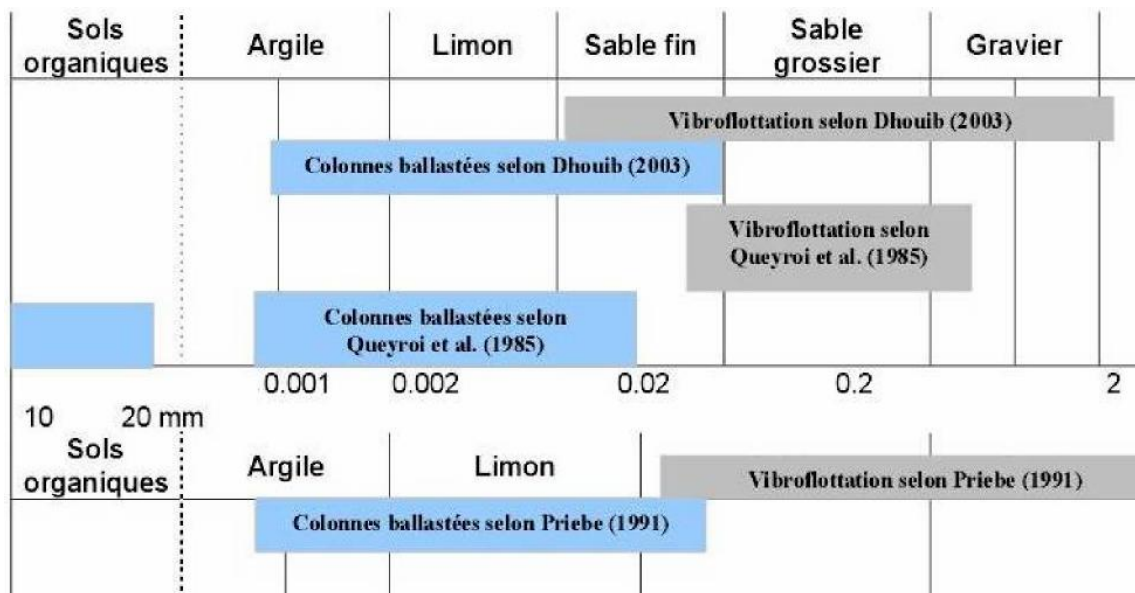


Figure 6-9 Amélioration de sol par colonne ballastée selon le type de sol

### 6.3.1.4 Types de structures

Les colonnes ballastées sont utilisées surtout dans :

- Les voies de communications et chemin de fer
- Les plates-formes logistiques (les ports et aéroports)
- Les bâtiments industriels
- Les industries lourdes et de stockage
- Les réservoirs pétroliers.

### 6.3.1.5 Mode opératoire

#### 6.3.1.5.1 Préparation

La machine mise en station au-dessus du point de fonçage, est stabilisée sur ses vérins.

Le vibreur est amené à la verticale du point central du fonçage préalablement implanté.

#### 6.3.1.5.2 Remplissage

Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie



#### 6.3.1.5.3 Fonçage

Figure 6-10 Préparation      Figure 6-11 Remplissage

Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

#### 6.3.1.5.4 Compactage

Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur descend pour compacter le matériau

#### 6.3.1.5.5 Finition

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.

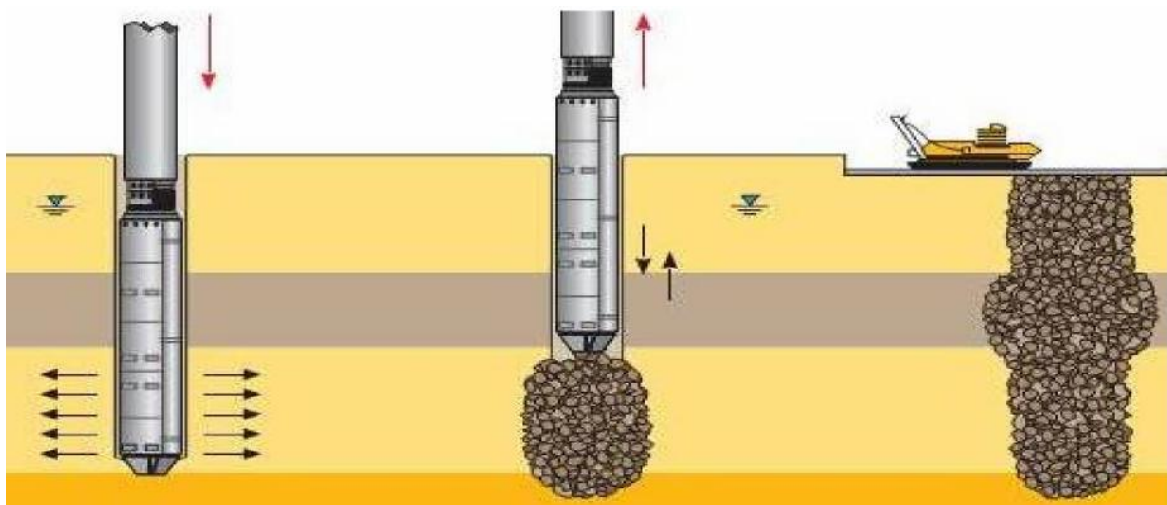


Figure 6-12 Fonçage, compactage et finition



La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

Par voie humide : on utilise le lançage à l'eau. Par voie sèche : on utilise le lançage à l'air.

Le choix de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- ✓ De la nature et de l'état de saturation du sol. ✓ Du but recherché.
- ✓ Des caractéristiques des matériaux d'apport.

#### - Colonnes ballastées par voie humide

- ✓ Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs est placé au-dessus du point projeté.
- ✓ Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement.
- ✓ Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.
- ✓ Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.
- ✓ Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.
- ✓ Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- ✓ En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

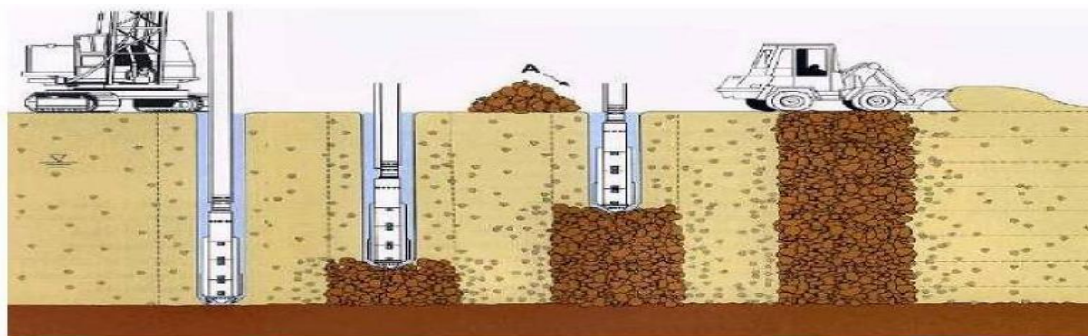


Figure 6-13 Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

### - Colonnes ballastées par voie sèche

1. La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins.
2. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
4. Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
5. Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
6. Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
7. La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

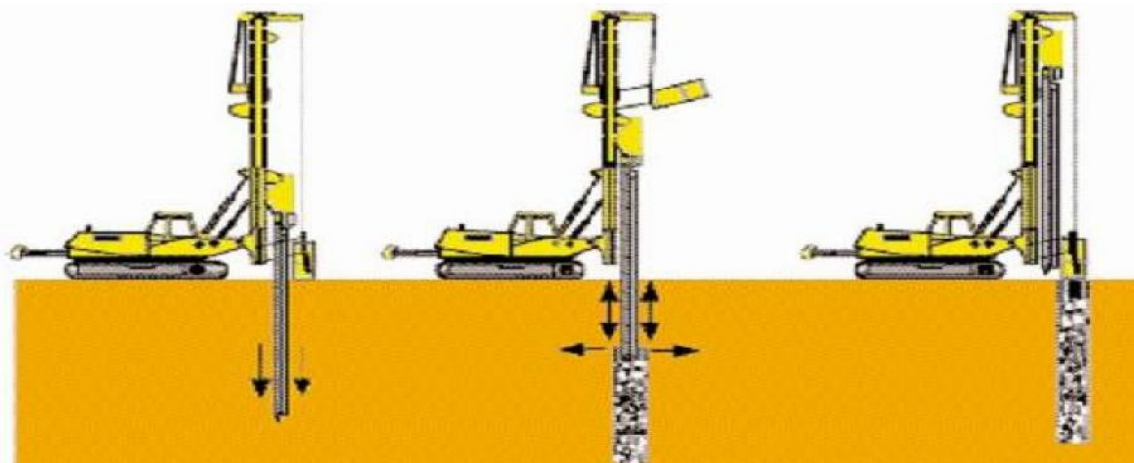


Figure 6-14 Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche

Après avoir renforcé le sol par colonne ballastée les nouveaux résultats sont comme suit :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2.3 \text{ bar}$$

## 6.4 Combinaisons d'actions à considérer

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G+Q\pm E; \quad 2)0.8\times G\pm E$$

## 6.5 Etude des fondations de type I

### 6.5.1 Les Vérifications

#### 6.5.1.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **SAP 2000V11**.
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $b \times b$ ), donc  $S = B^2$ .

$$N = 2588.275 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2.3 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \quad \text{AN : } B = 3.35 \text{ m}$$

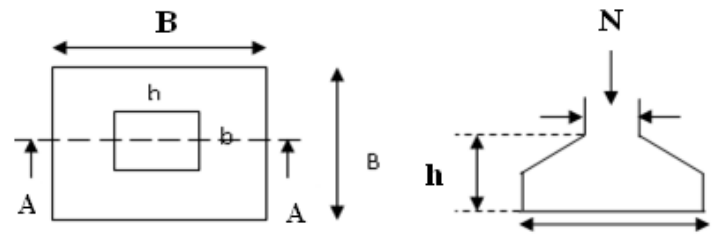


Figure 6-15 Semelle isolée de fondation

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 4m et 7.82m

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.

#### 6.5.1.2 Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

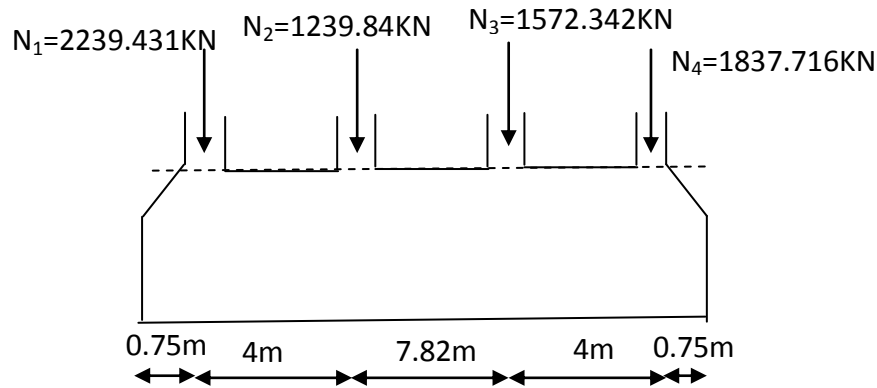


Figure 6-16 Semelle filante de fondation type 1

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 2239.431 \text{ KN}, N_2 = 1239.84 \text{ KN}, N_3 = 1572.342 \text{ KN}, N_4 = 1837.716 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 6889.329 \text{ KN}.$$

$$N_s = 4 \times 200 \Rightarrow N_s = 800 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 7689.329 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7689.329 \times 10^{-3}}{0.23 \times 17.32} = 1.93 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

### 6.5.1.3 Vérification de Radier général

#### 6.5.1.3.1 Définition

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas. On a même été conduit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé,

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

**6.5.1.3.2 Pré dimensionnement**

- **La Condition de coffrage**

$L_{max}=7.82m$ : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

**Nervure**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{782}{10} \Rightarrow h_t \geq 78.2cm; \text{ Soit } h_t = 80cm$$

**Dalle**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{782}{20} \Rightarrow h_0 \geq 39.1cm; \text{ on prend } h_0 = 60cm .$$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 MPa$ .

I : inertie de la section du radier  $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$ .

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc  $K=4 \times 10^4 KN/m^3$ ).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a } \begin{cases} h_t = 80cm \\ I = 0.042m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.41m \\ L_{max} = 7.82m > \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.35m \end{cases} \quad \text{Non}$$

vérifie

On redimensionne les nervures avec  $h_t=1.5m$  :

$$\text{Tel que } \begin{cases} h_t = 1.5cm \\ I = 0.2281m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 5.48m \\ L_{max} = 7.82m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8.61m \end{cases} \quad \text{C'est}$$

vérifie

Donc on opte pour  $h_t=1.5cm$ .

**La surface du radier**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{37244.819 \times 10^{-3}}{0.23} \Rightarrow S_{rad} \geq 161.93 m^2$$

$N_s = 31669.899 \text{ KN}$  (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{radier} = 0.4 \times 335 \times 25 = 3350 \text{ KN}$  (Poids du radier)

Poids du nervures sens xx :  $(60/60) = 0.6 \times 1.4 \times 13.8 \times 25 \times 3 = 869.4 \text{ KN}$

Poids du nervures sens yy :  $(60/60) = 0.6 \times 1.4 \times 15.78 \times 25 \times 4 = 1325.52 \text{ KN}$

$N_{ser} = 31669.899 + 3350 + 869.4 + 1325.52 = 37244.819 \text{ KN}$

La surface du bâtiment :  $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 13.8 \times 15.78 \Rightarrow S_{bat} = 218.316 m^2$

On opte  $S_{rad} = S_{bati} = 218316 m^2$

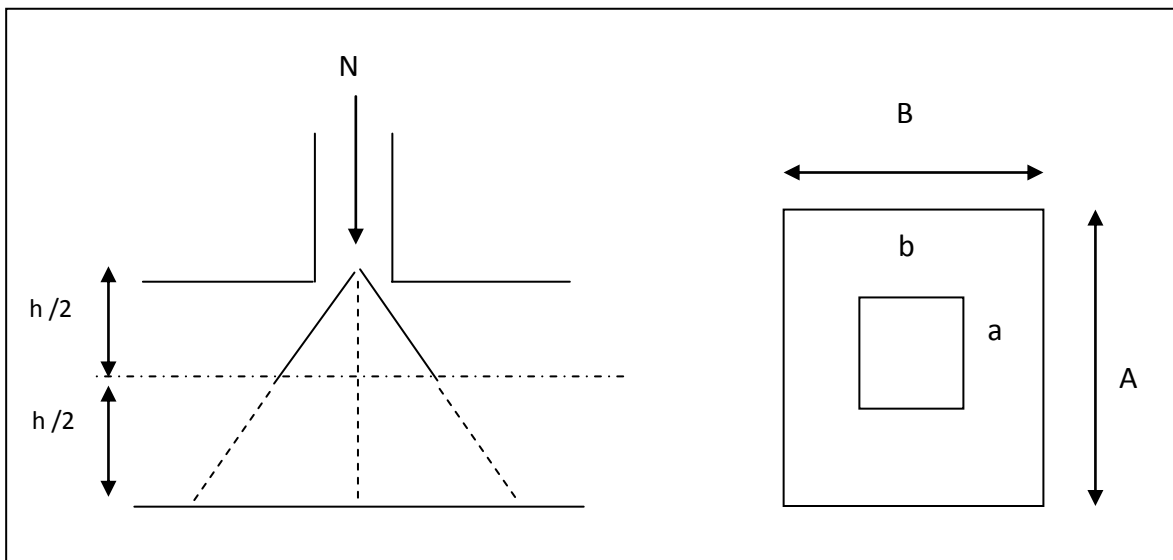
**6.5.1.3 Vérifications nécessaires****- Vérification au poinçonnement**

Figure 0-17

Zone de contact poteau radié type 1

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :  $U_c$ : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$N_u$ : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de la nervure

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow U_c = 2 \times (0.6 \times 2 + 2 \times 1.5) \Rightarrow U_c = 8.4\text{m.}$$

$$N_u = 3489.257 \text{ KN} < 0.045 \times 8.4 \times 1.5 \times (25/1.5) = 9450 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur b = 1m

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{3489.257 \times 7.82 \times 1}{2 \times 218.316} = 62.5 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{62.5}{0.54 \times 1} = 0.121 \text{ MPa} < 2.5 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier}$$

- **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a:

$$I_y = 3455.9147 \text{ m}^4, Y_G = 7.89 \text{ m.}$$

$$I_x = 4518.7554 \text{ m}^4, X_G = 6.9 \text{ m.}$$

Avec  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$ : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** :  $N_{ser} = 37244.819 \text{ KN}$  et  $M_x = 25224.4827 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = \frac{37244.819 \times 10^{-3}}{218.316} + \frac{25224.4827 \times 10^{-3}}{4518.7554} \times 7.89 \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.127 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.23 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**  $N_{ser} = 37244.819 \text{KN}$ ;  $M_y = 24328.4717 \text{KN.m}$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.212 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.122 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.189 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 0.23 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

### Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Dans le sens X-X :**  $e = \frac{25224.4827}{37244.819} \Rightarrow e = 0.6772 \text{m} < \frac{13.8}{4} = 3.45 \text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

- **Dans le sens Y-Y :**  $e = \frac{24328.4717}{37244.819} \Rightarrow e = 0.6532 \text{m} < \frac{15.82}{4} = 3.955 \text{m} \dots\dots \text{Vérifier}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

### - Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que :  $N_U \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$F_s$ : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$H$ : la hauteur d'ancrage du radier ( $H = 3.8 \text{m}$ ).

$S_{rad}$ : Surface totale du radier ( $S_{rad} = 21.316 \text{m}^2$ ).

$N_U = 49218.017 \text{KN} \geq 1.5 \times 3.8 \times 21.316 \times 10 = 12444.012 \text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$

## 6.5.2 Ferrailage

### 6.5.2.1 La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension  $L_x = 2.95 \text{m}$ ;  $L_y = 4.95 \text{m}$ .

### Calcul des sollicitations

#### - Calcul a l'É.L.U



$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{43673.097}{218.316} \Rightarrow q_u = 200.05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_u = 43673.097 \text{ KN}$$

$N_u$  : Effort normal à la base (avec le poids du radier + le poids des nervures)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.9}{7.82} \Rightarrow \rho = 0.88 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

Sens x-x' :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 454.5 \text{ KNm}$$

Sens y-y

$$M_0^y = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \Rightarrow M_0^y = 338.052 \text{ KNm}$$

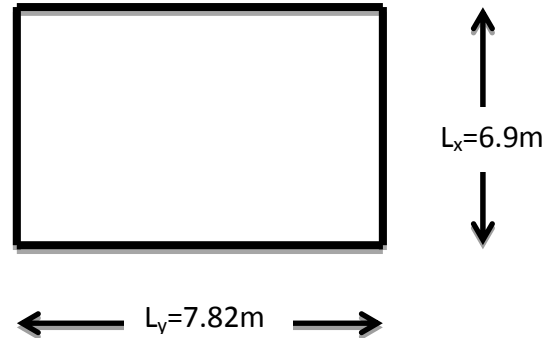


Figure 6-18 Dimensions de la dalle du radier

- **En travée**

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 386.325 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 287.34 \text{ KNm}$$

- **En appui**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 227.25 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 169.026 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.6) \text{ m}^2$ .

**Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{\min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $h_r = 60 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  
 $\rho = 0.88$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 5.088 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 4.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

		M (KNm)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Sens x-x</b>	Travée	386.325	26.68	5.088	9T20=28.26	<b>10</b>
	Appui	227.25	15.16	5.088	5T20=15.7	<b>20</b>
<b>Sens y-y</b>	Travée	287.34	19.42	4.8	7T20=21.98	<b>15</b>
	Appui	<b>169.026</b>	<b>11.15</b>	<b>4.8</b>	<b>6T16=12.06</b>	<b>18</b>

Tableau 06-2 Résumé des résultats de ferrailage de radier

- . Calcul a l'É.L.U

o Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 544.55 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 461.265 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_{\max} = 544.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{544.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} \Rightarrow \tau_u = 0.99 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

o Vérification à l'E.L.S

À l'ELS : ( $\nu = 0.2$ )

$$\mu_x = 0.0546$$

$$\mu_y = 0.8216$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{37244.819}{218.316} \Rightarrow q_u = 171.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = 0.0546 \times 171.032 \times 6.9^2 = 444.6 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 444.6 \times 0.8216 = 365.28 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 377.91 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 310.5 \text{ KNm}$$

**En appui**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 222.3 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 182.64 \text{KNm}$$

○ **Calcul des contraintes**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.6 \text{MPa.}$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
x-x	M <sub>t</sub>	377.91	9T20=28.26	15.74	499060	12.73	336.41	Non vérifiée
	M <sub>a</sub>	222.3	5T20=15.7	12.39	313834	8.78	346.45	Non vérifiée
y-y	M <sub>t</sub>	310.5	7T20=21.98	14.24	408207	10.83	350.93	Non vérifiée
	M <sub>a</sub>	<b>182.64</b>	<b>6T16=12.06</b>	<b>11.078</b>	<b>253479</b>	<b>7.98</b>	<b>366.62</b>	Non vérifiée

Tableau 06-3 vérification des contraintes de radier type 1.

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  dans les deux sens n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier et on vérifie les contraintes.

○ **Vérification des contraintes**

Sens	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Espacement (cm)	Observation
x-x	10T25=49.1	10.1	199.76	10	vérifiée
	6T25=29.46	7	190.2	18	vérifiée
y-y	9T25=44.19	8.6	181.2	10	vérifiée
	<b>5T25=24.55</b>	<b>6.1</b>	<b>185.8</b>	<b>20</b>	vérifiée

Tableau 6-4 vérification des contraintes de radier

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

### Schéma de ferrailage de radier type 1

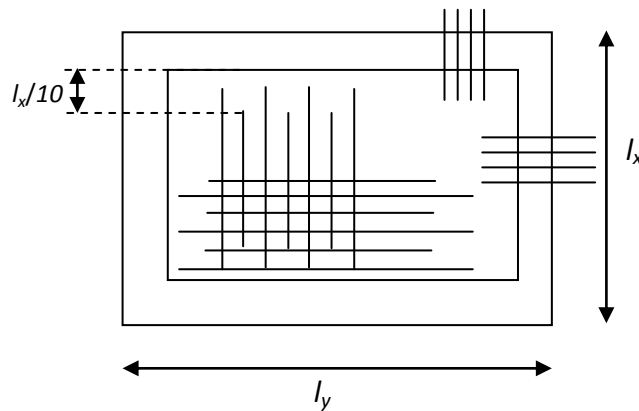
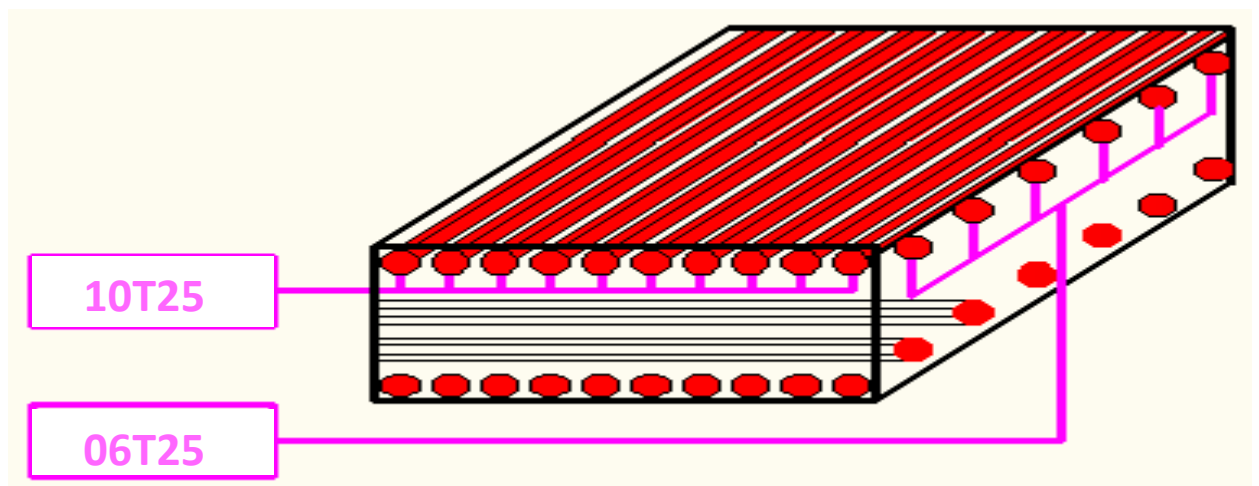


Figure 06-19 Schéma de ferrailage de radier type 1



Coupe A-A

Figure 06-20 Schéma de ferrailage de la dalle de radier type 1..

### 6.5.2.2 Calcul des nervures

#### 6.5.2.2.1 Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On à  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

#### - Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

#### - Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  Avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 160.881 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives :  $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens longitudinal (x-x)**

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	6.9	6.9	815.395	727.89	4567.17	4.13	2244.37
B-C	6.9	6.9	815.395	727.89	4567.17	4.13	2244.37

Tableau 6-5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal

• **Sens transversal (y-y)**

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
A-B	4	4	533.46	160.038	3262.38	3.45	581.27
B-C	7.82	6.256	1022.12	3262.47	3262.38	3.91	2552.42
C-D	4	4	533.46	3262.38	160.038	3.45	581.27

Tableau 6-6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal

○ **Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=1.5m ; h_0=60cm ; b_0=80cm$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{782}{10}; \frac{690}{2}\right)$

$b_1 \leq \min(78.2; 345)$

Soit :  $b_1 = 75cm$

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 230cm$

$d=1.45m$

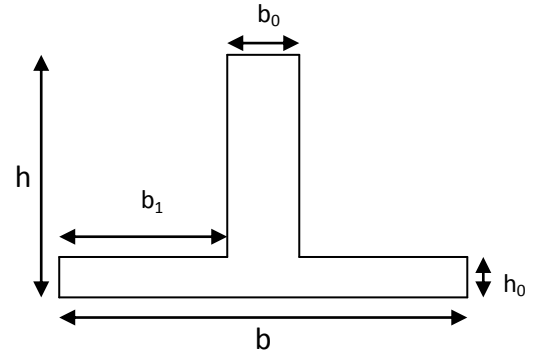


Figure 0-21 Section à ferrailer

○ **Le moment équilibré par la nervure**

$M_{tu} = f_{bu} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 2.3 \times \left(1.45 - \frac{0.6}{2}\right) = 22535.4KN.m$

$M_U < M_{TU}$

L'axe neutre passe la table de compression, donc le calcul se fera comme une section rectangulaire dans les deux sens

$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.3 \times 1.45 \times 2.1}{400} = 40.27cm^2$

		$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
<b>X-X</b>	Travée	2244.37	45.28	40.27	15T25 (radie)=73.65
	appuis	4567.17	93.89	40.27	20T25=98.2
<b>Y-Y</b>	Travée	2552.42	51.62	40.27	14T25 (radie)=68.74
	appuis	3262.38	66.35	40.27	14T25=68.74

Tableau 6-7 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

○ **Vérification de l'effort tranchant**

$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{max} = 3580.51KN.$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.26MPa < 2.5MPa.$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(4; 6; 2.5) = 25mm$$

Soit  $\phi_t = 10mm$ .

- **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{t\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(35; 12; 20) = 12cm$$

On prend  $St=10cm$  en zone nodale et  $15cm$  en travée.

- **Vérification des contraintes**

Les moments a L'ELS :

Sens (x-x) :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
<b>A-B</b>	6.9	6.9	591.82	528.31	3314.48	4.13	1629.25
<b>B-C</b>	6.9	6.9	591.82	528.31	3314.48	4.13	1629.25

Tableau 6-8 Les moments Sens (x-x)

Sens (y-y) :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t$ (KNm)
				$M_g$	$M_d$		
<b>A-B</b>	4	4	580.8	174.24	2510	3	183.66
<b>B-C</b>	7.82	6.256	741.86	2510	2510	3.91	1710.47
<b>C-D</b>	4	4	580.8	2510	174.24	3	183.66

Tableau 6-9 Les moments Sens (x-x)

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.6MPa.$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	$A_s(\text{cm}^2)$	y (cm)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	Observation
x-x	$M_t$	1629.25	73.65	32.8	3.2	165.5	Vérifier
	$M_o$	3314.48	98.2	37.2	5.8	254.5	Non vérifier
y-y	$M_t$	1710.47	68.74	31.9	3.5	185.2	Vérifier
	$M_o$	2510	68.74	31.9	5.1	271.7	Non vérifier

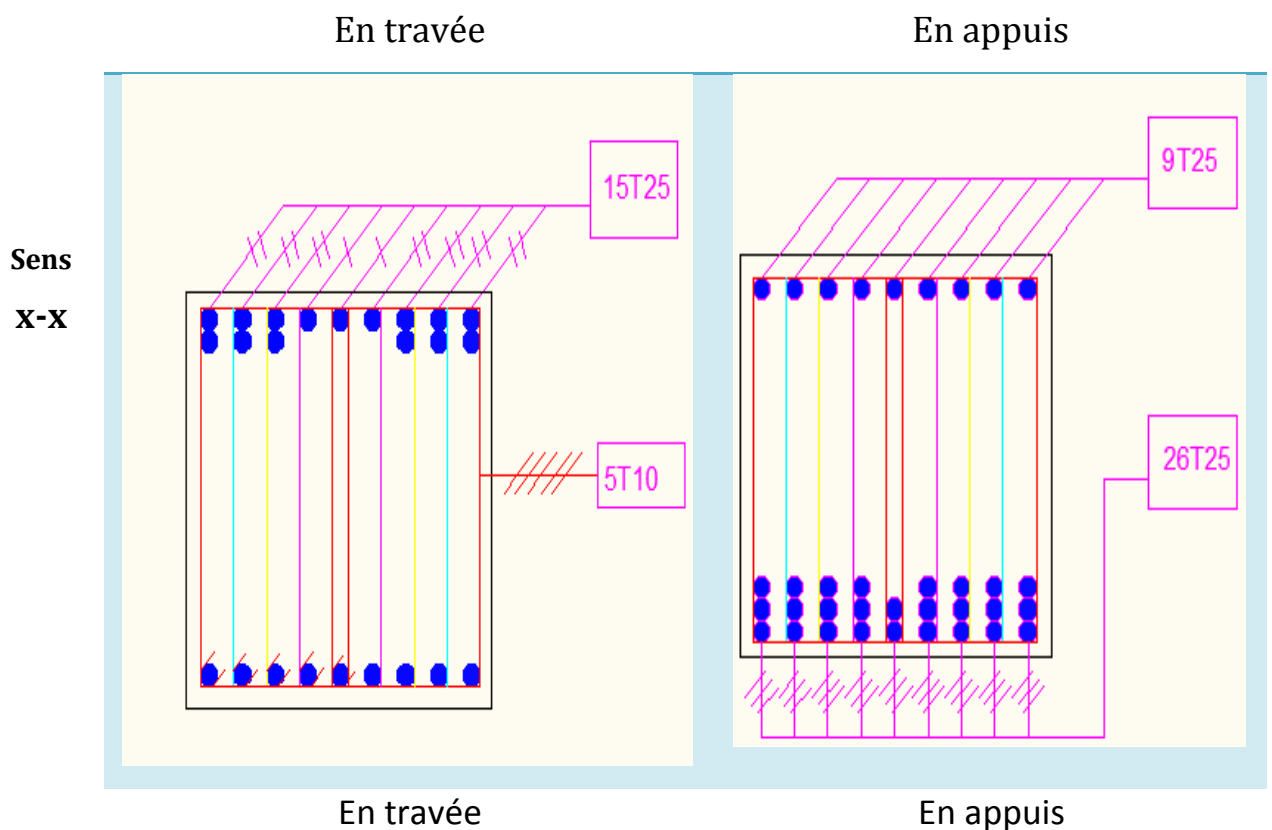
Tableau 6-10 vérification des contraintes des nervures de radier type 1.

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  dans les deux sens en appuis n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	$A_s(\text{cm}^2)$	y (cm)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	Observation
x-x	$M_o$	3314.48	26T25=127.26	41.5	5.3	198.5	Vérifier
y-y	$M_o$	2510	18T25+3T20=97.80	37.1	4.4	193.5	Vérifier

Tableau 6-11 ferrailage des nervures

o Schéma de ferrailage des nervures





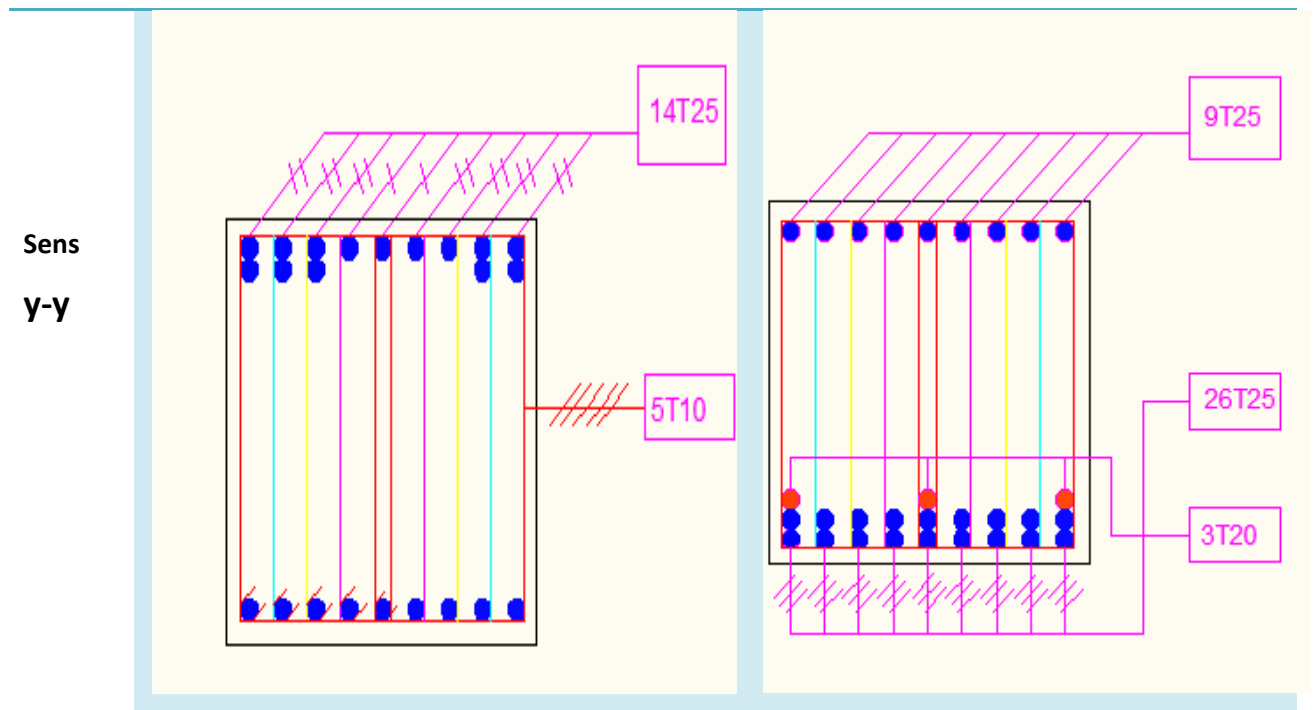


Figure 6-22 Ferrailage des nervures de fondation type 1

### 6.5.3 Voile Adossé

#### 6.5.3.1 Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### 6.5.3.2 Dimensionnement des voiles

La hauteur  $h=3.4$  m ; La longueur  $L=7.82$  m ; L'épaisseur  $e=20$  cm

#### 6.5.3.3 Caractéristiques du sol

$\gamma_h = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$  : Le poids spécifique ; L'angle de frottement  $\varphi = 22^\circ$  .

La cohésion  $c=0 \text{ KN} / \text{m}^2$

### 6.5.3.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à

#### a) La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow G = 3.4 \times (18 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{22^\circ}{2})) \Rightarrow G = 27.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

#### b) Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{22^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 4.55 \text{ KN} / \text{m}^2$$

### 6.5.3.5 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### a) A L'E.L.U

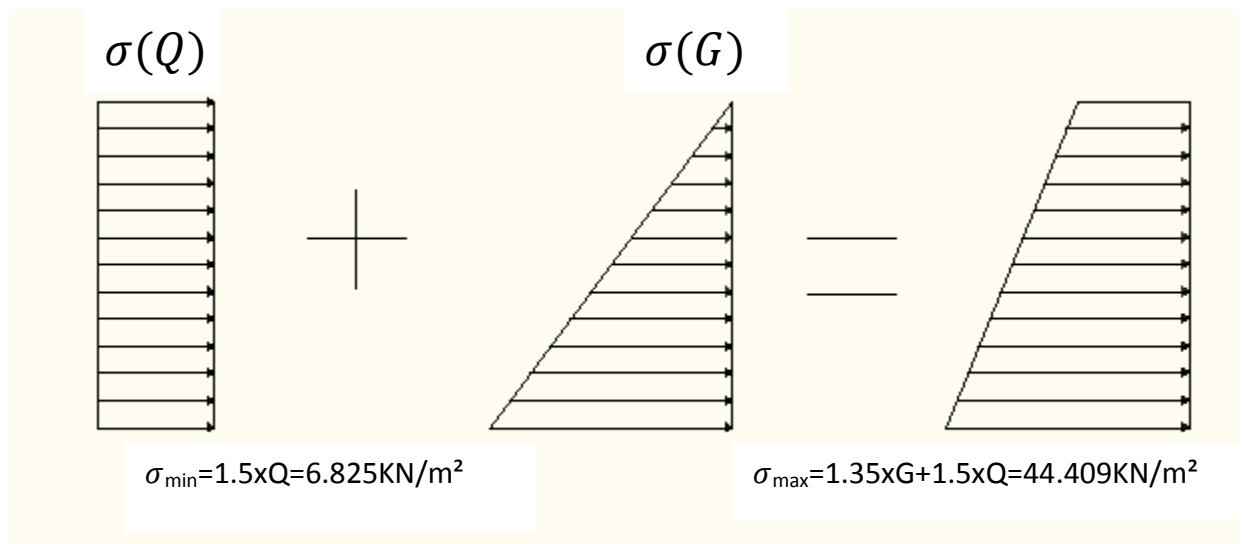


Figure 6-13 Répartition des contraintes sur les voiles

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 35.013 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 35.013 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.4 \text{ m}; L_y = 7.82 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.73 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 42.98 \text{ KN} \times m.; \quad M_{0y} = 10.74 \text{ KN} \times m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.129 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 36.533 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 \times M_{0x} = 12.894 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>travée</b>	XX	36.533	6.1	2	8T12=9.04	20
	YY	9.129	1.47	2	5T10=3.95	25
<b>Appui</b>		12.894	2.09	2	5T10=3.95	25

Tableau 06-12 Section des armatures du voile périphérique.

○ **Vérifications à l'E.L.U**

Avec  $A_{min} = 0.1\% \ b \times h$  .....condition exigée par le RPA.

○ **Les espacements**

**Armatures // L<sub>x</sub> : St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm**

**Armatures // L<sub>y</sub> : St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm**

○ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 48.98 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 39.68 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{48.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.272 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**b) Vérifications à l'E.L.S**

$$\sigma_{min} = Q = 4.55 \text{ KN} / m^2; \quad \sigma_{max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{max} = 27.84 + 4.55 \Rightarrow \sigma_{max} = 32.39 \text{ KN} / m^2$$

$$.q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26 \text{ KN} / m^2$$

$\mu_x = 0.1087; \mu_y = 0.3077$  (Annexe I)

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.1087 \times 26 \times 3.4^2 = 32.67 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.3077 \times 32.67 = 10.05 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 27.77 \text{ KN.m}; M_{ty} = 8.54 \text{ KN.m}; M_{ap} = 9.801 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes**

• **Dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Dans l'acier :** La fissuration est considéré nuisible.

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa}$

	M(KN.m)	A <sub>s</sub>	Y (m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Observation	
Travée	XX	27.77	6T12=6.78	0.058	6	191	Vérifier
	YY	8.54	5T10=3.95	0.041	2.5	129	Vérifier
Appuis	9.801	5T10=3.95	0.041	2.9	149	Vérifier	

Tableau 06-13 vérification des contraintes pour le voile périphérique.

• **Schéma de ferrailage du voile périphérique**

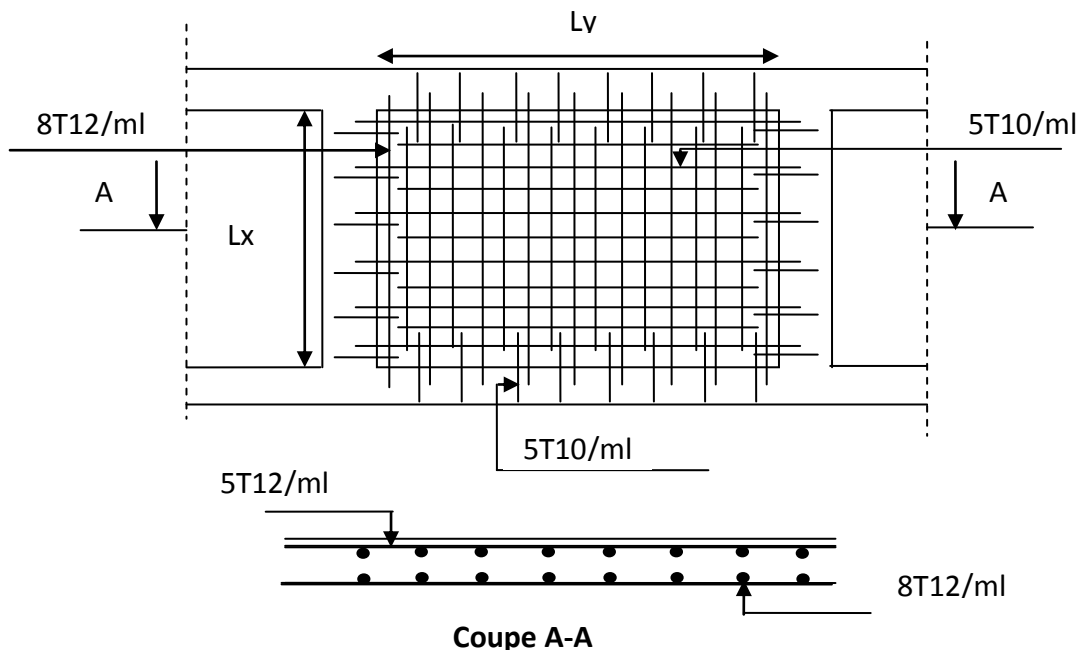


Figure 6-242 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

# CONCLUSION

## GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
  
- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les

caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés suivant des efforts de traction trop importants dû à l'effet sismique. et cela était prévisible vu les longueurs élevées des poutres, pour alléger et diminué la flèche de ce dernier on a procédé à divisé les trames de 7m82 par des poutres de chainages.
- ✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, en ce qui concerne notre structure, l'interaction voile-portique n'est pas vérifié, c'est pour cela qu'on a opté pour un système de contreventement << Voile porteur en béton armée >>.
- ✓ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 0.96 bar à une profondeur de 3.80 m. on a remarqué que les fondations avec semelles isolées ou bien filantes ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure. Après avoir renforcées notre sol par colonnes ballastées afin d'augmenter le taux de travail à 2.3bar
- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
  - respect de réglementation parasismique.
  - conception architecturale parasismique.
  - mise en œuvre soignée de la construction.

# BIBLIOGRAPHIE

*Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.*

## **Règlements :**

- [1] *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- [2] *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- [3] *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- [4] *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- [5] *DTR B.C. 2.33.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*

## **Brochure :**

- [6] *KNAUF (Caractéristique des plaques de plâtres)*

## **Thèses :**

- [7] *Etude d'un bâtiment technico- administratif sur colonnes ballastées (complexe technique de Métro d'Alger) (2007)*

## **Logiciels et programmes :**

- *AUTOCAD 2010 (Dessin)*
- *SAP2000 (Analyse des structures)*
- *Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc)*