



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

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+12+Sous-sol) à usage d'habitation
et commercial contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques)**

Présenté par :

Soukane Samira

Rahmouni Nouara

Soutenu le 01/ 07/2017 devant le jury composé de :

N.GUETTAFFI	Présidente
I.HADDI	Encadreur
F.SOUIDI	Examinatrice

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant
qui nous a donné la force, la patience et le courage pour
achever ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé
et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à
notre promoteur M^{er} I.HADDI sans oublier notre collègue
Slimanou Houssam qui nous a donné le courage et son soutien
scientifique et moral.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur
de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de
près ou de loin à ce travail.

Table des matières

REMERCIEMENTS	I
INTRODUCTION GENERALE	11
CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJET	13
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	13
1.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.....	13
1.3. DESCRIPTION ARCHITECTURAL DE L'OUVRAGE	13
1.3.1. <i>Dimensions en plan</i>	13
1.3.2. <i>Dimensions en élévation</i>	13
1.4. DONNEES GEOTECHNIQUE DU SITE.....	13
1.5. CARACTERISTIQUES STRUCTURALES.....	14
1.5.1. <i>Ossature et système de contreventement</i>	14
1.5.2. <i>Les planchers</i>	14
1.5.3. <i>La maçonnerie</i>	14
1.5.4. <i>L'acrotère</i>	14
1.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX	14
1.6.1. <i>Le béton</i>	14
1.6.2. <i>Les aciers</i>	16
1.7. LES ACTIONS	16
1.7.1. <i>Les actions permanentes (G)</i>	17
1.7.2. <i>Les actions variables (Q)</i>	17
1.7.3. <i>Les actions accidentelles (E)</i>	17
1.8. HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	17
1.8.1. <i>Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).</i>	17
1.8.2. <i>Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).</i>	17
1.9. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES	18
CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	20
2.1. INTRODUCTION :.....	20
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	20
2.2.1. <i>Plancher à corps creux</i>	20
2.2.2. <i>Les poutrelles</i>	22
2.2.3. <i>Plancher à dalle pleine</i>	22
2.2.4. <i>Les escaliers</i>	23
2.2.5. <i>L'acrotère:</i>	27
2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....	27
2.3.1. <i>Les voiles</i>	27
2.3.2. <i>Les poutres</i>	28
2.3.3. <i>Les poteaux</i>	29
2.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	30
2.5. LA DESCENTE DES CHARGES	33
2.5.1. <i>Pré dimensionnement des poteaux</i>	33
2.5.2. <i>Vérification à la compression simple</i>	45
2.5.3. <i>Vérification au flambement</i>	46

2.5.4. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003	48
CHAPITRE 3 CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	51
3.1. INTRODUCTION :	51
3.2. CALCUL DES PLANCHERS	51
3.2.1. Planchers à corps creux	51
3.2.2. Méthode de calcul des poutrelles :	51
➤ Conditions d'application de La méthode forfaitaire :	51
3.3. FERRAILLAGE DES POUTRELLES	62
3.3.1. Exemple de calcul plancher étage courant :	62
3.3.2. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	72
3.4. ETUDE DE L'ACROTERE	74
3.4.1. Evaluation des charges.....	74
3.4.2. Calcul des sollicitations.....	75
3.4.3. Ferrailage de la section.....	76
3.4.4. Vérification à l'ELU	76
3.4.5. Vérification à l'ELS.....	77
3.4.6. Schéma de ferrailage.....	78
3.5. POUTRE DE CHAINAGE :	79
3.5.1. Vérification a L'ELU :	82
3.5.2. Vérification à l'ELS :	83
3.5.3. Schéma de ferrailage.....	84
3.6. ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	85
3.6.1. Définition :	85
3.6.2. Caractéristique de l'ascenseur :	85
3.6.3. Etude de la dalle d'ascenseur	85
3.6.4. Evaluation des charges et surcharges	85
3.6.5. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	89
3.6.6. Schéma de ferrailage.....	91
3.7. ETUDE DES ESCALIERS	92
3.7.1. Etude de l'escalier type 1 (RDC).....	92
3.7.2. Les sollicitations.....	92
3.7.3. Calcul du ferrailage.....	93
3.7.4. Vérification à l'ELS.....	94
3.7.5. Vérification de la flèche :	94
3.7.6. Schéma de ferrailage.....	95
3.7.7. Etude de l'escalier type 2.....	96
3.7.8. Les sollicitations.....	96
3.7.9. Calcul du ferrailage.....	97
3.7.10. Vérification de la flèche :	98
3.7.11. Schéma de ferrailage.....	99
3.7.12. Les sollicitations.....	100
3.7.13. Calcul du ferrailage.....	101
3.7.14. Vérification de la flèche :	102
3.7.15. Schéma de ferrailage.....	103
3.8. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE.....	104

3.8.1. Dimensionnement	104
3.8.2. Les sollicitations sur la poutre palière	104
3.8.3. Schéma de ferrailage	107
3.8.4. Vérification à l'ELS	107
CHAPITRE 4 ÉTUDE SISMIQUE.....	109
4.1. INTRODUCTION	109
4.2. MODELISATION	109
4.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	110
4.3.1. La Méthode statique équivalente :	110
4.3.2. Méthode dynamique qui regroupe :	110
4.4. PRESENTATION DE LA METHODE MODALE SPECTRALE.....	110
4.4.1. Calcul de la période fondamentale de la structure :	112
4.4.2. Disposition des voiles de contreventement :	114
4.4.3. Période de vibration et participation massique :	116
4.4.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	118
4.4.5. Vérification de la résultante des forces sismique à la base	120
4.4.6. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	121
4.4.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)	122
4.4.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	123
4.4.9. Conclusion	124
CHAPITRE 5 ETUDE DE FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	126
5.1. ETUDE DES POTEAUX.....	126
5.1.1. Calcul du ferrailage.....	128
5.1.2. Schéma de ferrailage des poteaux.....	135
5.2. ÉTUDE DES POUTRES.....	136
5.2.1. Calcul du ferrailage.....	137
5.2.2. Schéma de ferrailage des poutres	141
5.2.3. Vérification des zones nodales	142
5.3. LES VOILES.....	144
5.3.1. Calcul du ferrailage.....	145
5.3.2. Exemple de schéma de ferrailage $-V_{y1}-$	153
CHAPITRE 6 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	155
6.1. CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS.....	155
6.2. LE CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS DEPEND ESSENTIELLEMENT, DES FACTEURS SUIVANT :	155
6.3. ETUDE DES FONDATIONS.....	155
6.3.1. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	155
6.3.2. Semelles isolées	155
6.3.3. Vérification des semelles filantes	156
6.4. RADIER GENERALE	157
6.5. FERRAILAGE DU RADIER GENERAL	162
6.5.1. Calcul des sollicitations.....	162
6.5.2. Calcul du ferrailage.....	162
6.5.3. Vérification au cisaillement	163

6.5.4. Schéma de ferrailage du radier	164
6.6. FERRAILAGE DU DEBORD	165
6.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	165
6.6.2. Schéma de ferrailage du débord.....	166
6.7. FERRAILAGE DES NERVURES	166
6.7.1. Ferrailage des nervures	171
6.7.2. Schéma de ferrailage des nervures.....	173
6.8. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	174
6.8.1. Dimensionnement du voile périphérique.....	174
6.8.2. Evaluation des charges et surcharges	174
6.8.3. Ferrailage du voile périphérique.....	175
6.8.4. Schéma de ferrailage du voile périphérique	177
CONCLUSION GENERALE	179
BIBLIOGRAPHIE.....	180

Table des figures

FIGURE 2.1 COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.....	20
FIGURE 2.2 DISPOSITION DES POUTRELLES PLANES RDC.....	21
FIGURE 2.3 SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	22
FIGURE 2.4 SCHEMA STATIQUE ESCALIER RDC.....	23
FIGURE 2.5 SCHEMAS STATIQUES ESCALIER A 2 VOLEES.....	25
FIGURE 2.6 SCHEMA DE L'ACROTERE.....	27
FIGURE 2.7 POTEAU PCE.....	34
FIGURE 2.8 POTEAUX ETAGE COURANT.....	35
FIGURE 2.9 POTEAUX RDC.....	35
FIGURE 2.10 POTEAU (PVDR).....	41
FIGURE 3.1 EVALUATION DES EFFORTS TRANCHANTS.....	53
FIGURE 3.2 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	73
FIGURE 3.3 COUPE TRANSVERSAL DE L'ACROTERE.....	74
FIGURE 3.4 SCHEMA DE L'ACROTERE.....	74
FIGURE 3.5 SECTION DE CALCUL DE L'ACROTERE.....	76
FIGURE 3.6 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	78
FIGURE 3.7 DISPOSITION POUTRE DE CHAINAGE.....	79
FIGURE 3.8 LA POUTRE LA PLUS SOLLICITEE.....	80
FIGURE 3.9 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	84
FIGURE 3.10 SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACTE.....	88
FIGURE 3.11 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR.....	91
FIGURE 3.12 ESCALIER TYPE 1 (RDC).....	92
FIGURE 3.13 SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER TYPE 1.....	92
FIGURE 3.14 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE I.....	95
FIGURE 3.15 ESCALIER TYPE 2.....	96
FIGURE 3.16 SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER TYPE 2 (VOLEE I).....	96
FIGURE 3.17 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER TYPE 2 (VOLEE I).....	99
FIGURE 3.18 SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER TYPE 2 (VOLEE II).....	100
FIGURE 3.20 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER TYPE 2.....	103
FIGURE 3.22 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	107
FIGURE 4.1 SPECTRE DE REPONSE.....	114
FIGURE 4.2 DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT.....	114
FIGURE 4.3 . VUE EN 3D DU MODEL OBTENU PAR LE LOGICIEL SAP2000 V14.....	115
FIGURE 4.4 MODE 1 (TRANSLATION SUIVANT L'AXE X-X).....	117
FIGURE 4.5 MODE 2 (TRANSLATION SUIVANT L'AXE Y-Y).....	117
FIGURE 4.6 MODE 3 (ROTATION SELON L'AXE Z-Z).....	118
FIGURE 5.1 SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE VY1 AU NIVEAU RDC.....	153
FIGURE 6.1 VUE D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	156
FIGURE 6.2 SCHEMAS D'UNE SEMELLE FILANTE.....	157
FIGURE 6.3 SCHEMA DE RUPTURE DE LA DALLE DU RADIER.....	158
FIGURE 6.4 SCHEMA REPRESENTATIF DU RADIER AVEC DEBORD.....	161
FIGURE 6.5 SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER.....	164
FIGURE 6.6 SCHEMA STATIQUE DU DEBORD.....	165
FIGURE 6.7. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU DEBORD.....	166

FIGURE 6.8. SCHEMA DES LIGNES DE RUPTURES	166
FIGURE 6.9 SCHEMAS STATIQUES EQUIVALENTS SUIVANT X-X	168
FIGURE 6.10 SCHEMA STATIQUE EQUIVALENT Y-Y	169
FIGURE 6.11 REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE VOILE PERIPHERIQUE	175
FIGURE 6.12 SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	177

Liste des Tableaux

TABLEAU 1.1FE EN FONCTION DU TYPE D'ACIER	16
TABLEAU 2.1HAUTEUR ET EPAISSEUR DES VOILES	28
TABLEAU 2.2SECTIONS PREALABLES DES POTEAUX	29
TABLEAU 2.3EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES POUR TERRASSE INACCESSIBLE	30
TABLEAU 2.4EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES POUR ETAGE COURANT	30
TABLEAU 2.5EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGE POUR LES VOLEES (ESCALIER)	31
TABLEAU 2.6EVALUATION DES CHARGES POUR LE PALIER	31
TABLEAU 2.7EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES DES MURS EXTERIEURES	32
TABLEAU 2.8EVALUATION DES CHARGES DES MURS INTERIEURS	32
TABLEAU 2.9EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES DE L'ACROTERE	32
TABLEAU 2.10DIMENSIONS PRELIMINAIRES DES POTEAUX ET LEUR POIDS PROPRES	34
TABLEAU 2.11 LES RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE REALISEE SUR LE POTEAU (PCE)	36
TABLEAU 2.12 LES RESULTATS DE LA DESCENTE DE CHARGE REALISEE SUR LE POTEAU (PVDR)	41
TABLEAU 2.13 VERIFICATION A LA COMPRESSION SIMPLE DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE TOUS LES NIVEAUX	46
TABLEAU 2.14 VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE TOUS LES NIVEAUX.....	48
TABLEAU 2.15 DIMENSIONS DES POTEAUX.....	49
TABLEAU 3.1 DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES	54
TABLEAU 3.2 CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES	55
TABLEAU 3.3 SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 2.....	57
TABLEAU 3.4SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 3	57
TABLEAU 3.5 SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 1.....	58
TABLEAU 3.6 SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 2.....	59
TABLEAU 3.7 SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 3.....	59
TABLEAU 3.8 SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 1.....	60
TABLEAU 3.9 SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 2.....	61
TABLEAU 3.10 SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES TYPE 3.....	61
TABLEAU 3.11 SOLLICITATIONS MAX SUR LES DIFFERENTS ETAGES.....	62
TABLEAU 3.12 VERIFICATION DES CONTRAINTES EN TRAVEE	66
TABLEAU 3.13 VERIFICATION DES CONTRAINTES AUX APPUIS	67
TABLEAU 3.14 FERRAILLAGE DES POUTRELLES DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE.....	70
TABLEAU 3.15 EVALUATION DE LA FLECHE DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE	70
TABLEAU 3.16 FERRAILLAGE DES POUTRELLES DU PLANCHER ETAGE COMMERCIALE.....	71
TABLEAU 3.17 EVALUATION DE LA FLECHE POUR LE PLANCHER ETAGE COMMERCIALE	71
TABLEAU 3.18 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	72
TABLEAU 3.19 COMBINAISONS DE CALCUL.....	75
TABLEAU 3.20 FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE	82
TABLEAU 3.21 VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.	83
TABLEAU 3.22 VERIFICATION DE LA FLECHE.....	84
TABLEAU 3.23 FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS CHARGEMENT UNIFORMEMENT REPARTIE	86
TABLEAU 3.24. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON	87
TABLEAU 3.25 CALCULE DE p	88
TABLEAU 3.26 FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS CHARGE CONCENTREE.....	89
TABLEAU 3.27 VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON	91
TABLEAU 3.28 RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE	93

TABEAU 3.29 VERIFICATIONS DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	94
TABEAU 3.30 VERIFICATION DE LA FLECHE POUR LE TYPE I.....	95
TABEAU 3.31 RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE.....	97
TABEAU 3.32. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON	98
TABEAU 3.33 VERIFICATION DE LA FLECHE POUR L'ESCALIER TYPE 2.....	99
TABEAU 3.34. RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE	101
TABEAU 3.35. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON	102
TABEAU 3.36. VERIFICATION DE LA FLECHE POUR L'ESCALIER TYPE 2 (VOLEE II)	103
TABEAU 3.38. RECAPITULATION DE L'ENSEMBLE DES SOLLICITATIONS	104
TABEAU 3.39. SECTION D'ARMATURE A LA FLEXION SIMPLE	105
TABEAU 3.40. VERIFICATION DES CONTRAINTES	107
TABEAU 4.1 VALEURS DES PENALITES	111
TABEAU 4.2 PERIODES ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE DE LA STRUCTURE	116
TABEAU 4.3 VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES-PORTIQUES SOUS CHARGES VERTICALE.....	119
TABEAU 4.4 VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES-PORTIQUES SOUS CHARGES HORIZONTALES.....	120
TABEAU 4.5 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMQUES A LA BASE	120
TABEAU 4.6 VERIFICATIONS DES DEPLACEMENTS DE NIVEAUX.....	121
TABEAU 4.7 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ	123
TABEAU 4.8 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	124
TABEAU 4.9 TABLEAUX DES DIMENSIONS DES ELEMENTS	124
TABEAU 5.1 LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX	126
TABEAU 5.2 ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX.....	127
TABEAU 5.3 ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES POTEAUX	128
TABEAU 5.4 ARMATURES TRANSVERSALES ADOPTES POUR LES POTEAUX	130
TABEAU 5.5 VERIFICATION DU FLAMBEMENT POUR L'ENSEMBLE DES POTEAUX	131
TABEAU 5.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES POTEAUX	132
TABEAU 5.7 VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX	133
TABEAU 5.8 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX DE CHAQUE NIVEAU	135
TABEAU 5.9 ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES.....	138
TABEAU 5.10 VERIFICATION DE LA SECTION MINIMALE.....	139
TABEAU 5.11 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	139
TABEAU 5.12 VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT.....	140
TABEAU 5.13 VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON	140
TABEAU 5.14 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES.....	141
TABEAU 5.15 MOMENTS RESISTANT DANS LES POTEAUX	142
TABEAU 5.16 MOMENTS RESISTANT DANS LES POUTRES	143
TABEAU 5.17 SOLLICITATIONS DANS LES VOILES VY1	146
TABEAU 5.18 RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE Vx1.....	149
TABEAU 5.19 RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE Vx2.....	150
TABEAU 5.20 RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE Vy1.....	151
TABEAU 5.21 RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE Vy2.....	152
TABEAU 6.1 SECTIONS DES ARMATURES DU RADIER.....	163
TABEAU 6.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES	164
TABEAU 6.3 SECTION D'ARMATURE DU DEBORD SUR 3 APPUIS	165
TABEAU 6.4 RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELU DANS LE SENS X_X	168
TABEAU 6.5 RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELS DANS LE SENS X_X.....	169

TABLEAU 6.6 RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELU DANS LE SENS Y_Y	170
TABLEAU 6.7 RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELS DANS LE SENS Y_Y	170
TABLEAU 6.8 SECTION DE FERRAILLAGE DES NERVURES.....	171
TABLEAU 6.9 VERIFICATION DES CONTRAINTES	172
TABLEAU 6.10 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES.....	173
TABLEAU 6.11. SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	175
TABLEAU 6.12. VERIFICATION DES CONTRAINTES	177

Introduction générale

Le développement économique à travers le monde privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger majeur relatif à ce choix de construction il s'agit des séismes qui peuvent occasionner bien des dégâts.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence des plaques tectoniques, Elle est de ce fait une région à forte activité sismique. C'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une intense activité sismique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyen sismicité (Bejaia), comportant un (RDC+ sous-sol+ 12 étages).

➤ Ce mémoire est organisé en six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure à l'aide du logiciel de calcul SAP v14.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP v14 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre 1

Chapitre 1 Présentation du projet

1.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+12+ sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ RDC à usage commercial.
- ✓ 12 étage à usage d'habitation (chaque étage contient 2 logements de type F3).

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

1.2. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est réalisée sur un lieu-dit ferme OUDALI (jute), wilaya de Bejaïa est située sur un terrain plat qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

1.3. Description architectural de l'ouvrage

1.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme rectangulaire dont les dimensions maximales sont :

$L_x = 10,45 \text{ m}$; $L_y = 16,58 \text{ m}$

1.3.2. Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- ✓ Hauteur totale (acrotère non compris).....45,73 m
- ✓ Hauteur du rez-de-chaussée.....04,08m
- ✓ Hauteur de sous- sol.....04,08 m
- ✓ Hauteur des étages courants02,89 m

1.4. Données géotechnique du site

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

-Une contrainte de sol de 1.00 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 4,00 m.

-Existence d'une nappe phréatique à partir de 8,80 m de profondeur, d'où la nécessité :

- ✓ D'assurer un pompage d'eau permanent lors des travaux d'infrastructure.

- ✓ Eviter les travaux de terrassement en période de pluies.
- ✓ Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

1.5. Caractéristiques structurales

1.5.1. Ossature et système de contreventement

Etant donné que notre bloc dépasse les 14 mètres de hauteur dans la zone considérée, le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99 (Art : 3.4.1.a)**, exige d'introduire des voiles pour le contreventement.

En ce qui nous concerne, on utilisera le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

1.5.2. Les planchers

Les planchers sont semi-préfabriqués constitués de corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé coulée sur place, rendant l'ensemble monolithique.

Le plancher du RDC, entre sol, Les portes à faux, les balcons, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont réalisés en dalles pleines en béton armé.

1.5.3. La maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois 15/10 cm séparées par une lame d'air de 05cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec des briques de 10cm d'épaisseur.

1.5.4. L'acrotère

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

1.6. Caractéristique des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

1.6.1. Le béton

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

➤ Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression à l'âge de 28 jours est de 25 MPa, et par conséquent :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

CBA 93 (Art 2.1.1.2)

➤ **Contraintes limites du béton**

1. l'ELU: Est notée σ_{bc} tel que : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

CBA 93(Art A.4.3.4)

Avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situation durable et transitoire} \end{cases}$

$\begin{cases} \theta = 1 : \text{lorsque } T > 24h \\ \theta = 0.9 : \text{lorsque } 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.8 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} \end{cases}$

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

2. À l'ELS : Est notée σ_{bc} tel que : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

✓ **Le module de déformation instantané :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

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

✓ **le module de déformation différé :**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

✓ **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinal noté

« ν »

A l'ELU : $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

A l'ELS : $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

1.6.2. Les aciers

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

Tableau 1.1 Fe en fonction du type d'acier

Type	Acier rond et lisse		Acier à haute adhérence		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeE235	FeE500
Fe (MPa)	215	235	400	500	235	500

✓ Avec Fe : la limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser trois types de nuance d'acier.

Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure)

Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles)

Treillis soudés de nuance FeE235 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux)

➤ Contraintes limites de l'acier

1. À l'ELU : notée σ_{st} tel que : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec :

- ✓ $\gamma_s = 1.15$ Pour situations normales
- ✓ $\gamma_s = 1.00$ Pour situations accidentelles

2. À l'ELS :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est préconisée.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- ✓ $\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers HA} \\ 1 & \text{pour les aciers rond lisses} \end{cases}$

1.7. Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

1.7.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- ✓ Le poids propre de la structure ;
- ✓ Le poids des cloisons ;
- ✓ Le poids des poussées des terres et des liquides.

1.7.2. Les actions variables (Q)

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

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

1.7.3. Les actions accidentelles (E)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, avalanches,.....etc.

1.8. Hypothèses de calcul aux états limites

1.8.1. Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- ✓ les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ la résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- ✓ le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la Compression simple.
- ✓ le diagramme contrainte déformation ($\sigma ; \epsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole Rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- ✓ on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

1.8.2. Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- ✓ Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\epsilon$)
- ✓ $n = \frac{E_s}{E_b}$ 15 avec, E_s : module de Young de l'acier ;

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

1.9. Règlements et normes utilisées

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

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

Chapitre 2

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1. Introduction :

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela, notre ouvrage doit être fait en respectant les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

2.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les Surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

- ✓ Plancher à corps creux en partie courante;
- ✓ Plancher à dalle pleine.

2.2.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ($h = h_{cc} + h_{dc}$)

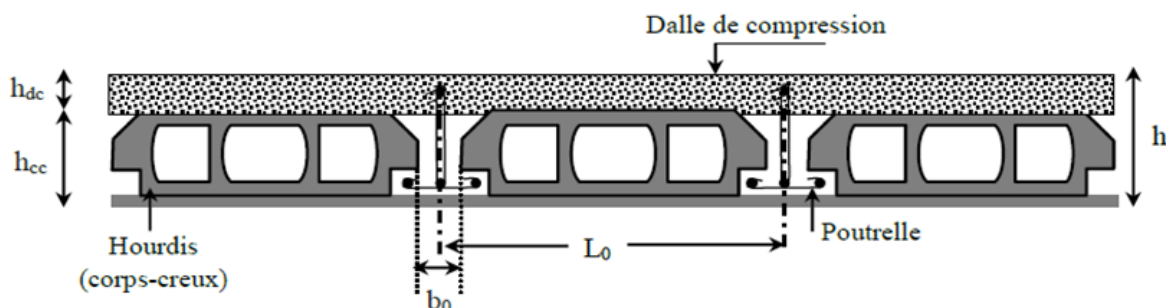


Figure 2.1 coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- ✓ h_{cc} : hauteur du corps creux.
- ✓ h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- ✓ b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- ✓ L_0 : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

h_t : Hauteur total du plancher.

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

✓ Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

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

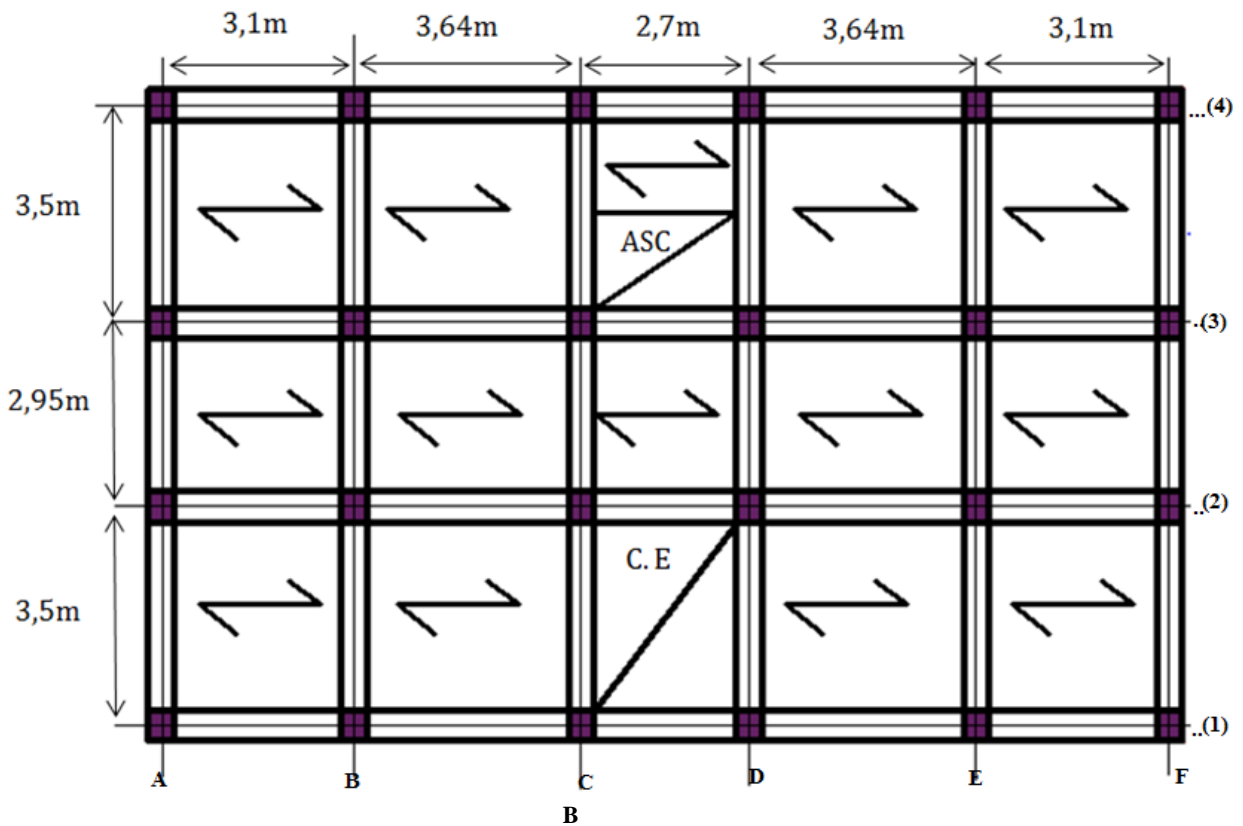


Figure 2.2 Disposition des poutrelles planes RDC

Suite à cette disposition, on a $L_{max} = 3.64 - 0.30 = 3.34 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{334}{22.5}$

Donc : $h_t \geq 14.48 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher $[16+4]$, $\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$

2.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles se calculent en section en T. la largeur de la dalle de compression b à prendre est définie par :

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min}\left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right] \quad (\text{CBA 93})$$

h_t : Hauteur du plancher.

b : Largeur de la table de compression.

L_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

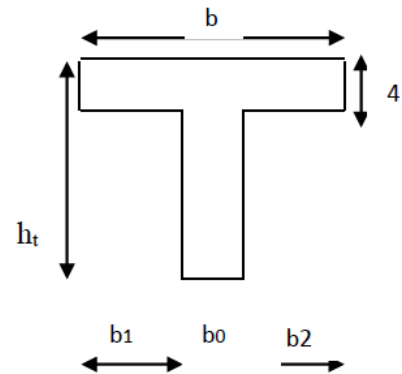


Figure 2.3 Schéma d'une poutrelle.

L_y : longueur de la travée minimale entre nus d'appuis de l'élément calculé.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) * h_t$. Avec : $h_t = 20 \text{ cm}$; $b_0 = (9.6 \text{ à } 19.2) \Rightarrow \mathbf{b_0=10 \text{ cm}}$.

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$; $L_y = 2.7 - 0.30 = 240 \text{ cm}$

$b \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 58 \text{ cm}}$.

2.2.3. Plancher à dalle pleine

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

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance au feu :

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e = 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

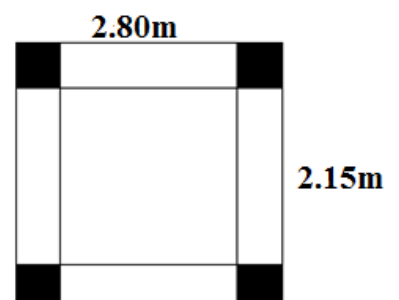
b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques (CBA93), l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion :

$e \geq \frac{L_x}{20}$, pour les dalles reposant sur un ou deux appuis parallèles.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$, pour les dalles avec $\rho \leq 0.4$.



$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}, \text{ pour les dalles avec } \rho > 0.4.$$

L_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

✓ Dalles sur quatre appuis l'ascenseur : ($\rho > 0.4$)

$$L_x = 2.15 \text{ m} \quad L_y = 2.80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.76 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 4.77 \text{ cm} \leq e \leq 5.38 \text{ cm}$$

La condition de coupe-feu qu'est la plus défavorable ($e \geq 11 \text{ cm}$)

On prend : **$e = 15 \text{ cm}$**

2.2.4. Les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite ceux qui coïncident avec notre projet :

✓ Escalier droit à une volée (RDC)

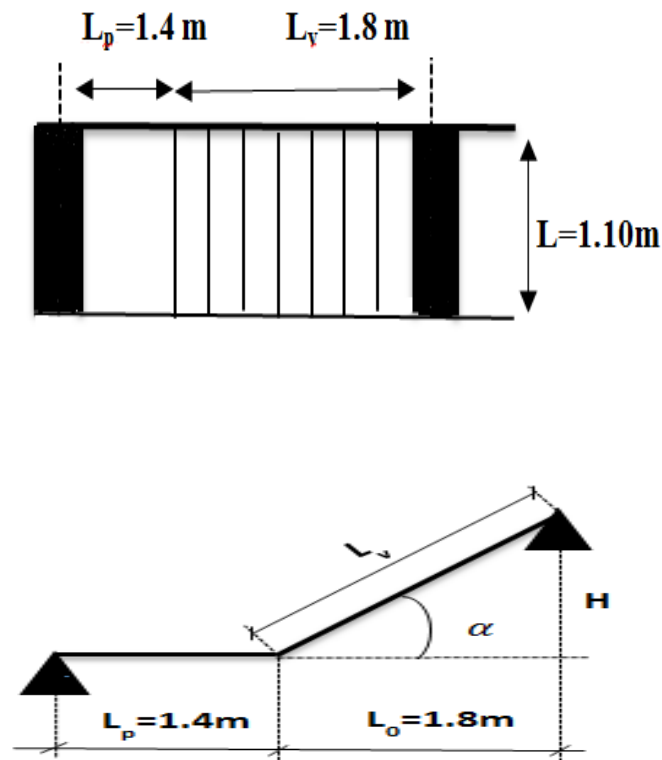


Figure 2.4 schéma statique escalier RDC

H : la hauteur du palier

L_0 : longueur projetée de la volée

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier de repos

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

La hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.

Le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contre marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 120/17 = 7$ contre marches

\Rightarrow le nombre de marche est $(n - 1) = 6$ marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,2}{1,80} \right) = 33,69^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse (e)

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 11,86 \text{ cm} \leq e \leq 17,8 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 3 heures de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée

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

- ✓ les autres niveaux escalier à deux volées :

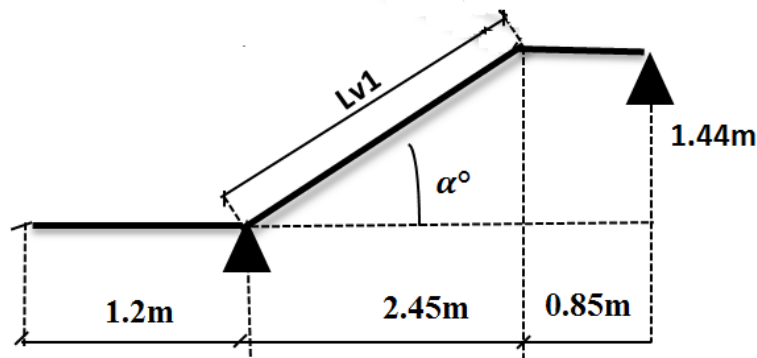
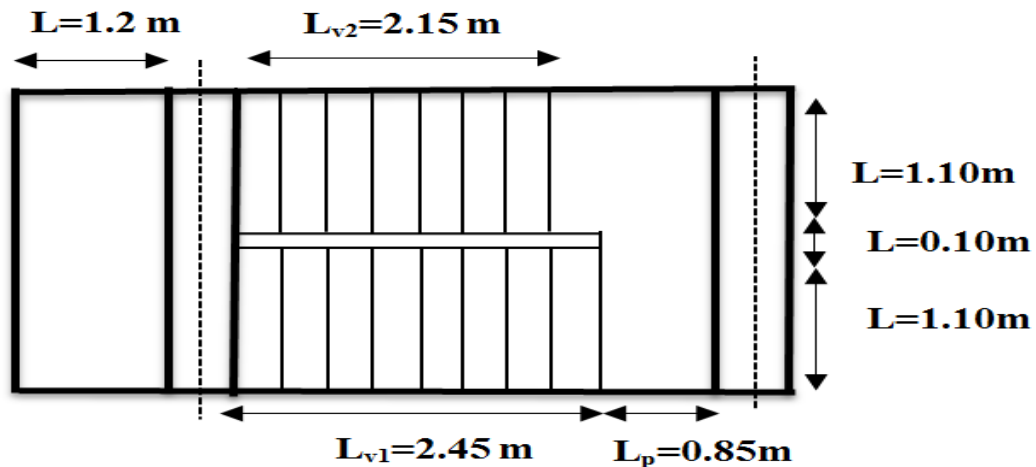


Figure 2.5 schémas statiques escalier à 2 volées

✓ Volée 1

- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

La hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.

Le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 144/17 = 9$ contres marches

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{245}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,44}{2,47} \right) = 33,44^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse (e)

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 9,93 \text{ cm} \leq e \leq 14,9 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 3 heures de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée

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

✓ Volée 2

-La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contre marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 141/17 = 8$ contres marches

\Rightarrow le nombre de marche est $(n - 1) = 7$ marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{245}{7} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- Angle de raccordement α

$$\alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1,41}{2,45} \right) = 30,44^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse (e)

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} & \Leftrightarrow 7,16 \text{ cm} \leq e \leq 10,75 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} & \dots \dots \dots \text{ pour 3 heures de coupe feu} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$: la longueur développée

Soit $e = 15 \text{ cm}$

2.2.5. L'acrotère:

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

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G), qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 kN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

- Surface de l'acrotère :

$$S = 0.125 \text{ m}^2$$

$$G_1 = \gamma_b \times s$$

$$G_1 = 25 \times 0.125 = 3.125 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = \gamma_c \times e \times h$$

$$G_2 = 1.5 \times 0.2 \times 0.8 = 0.24 \text{ kN/ml}$$

$$G_t = G_1 + G_2 = 3.365 \text{ kN/ml}$$

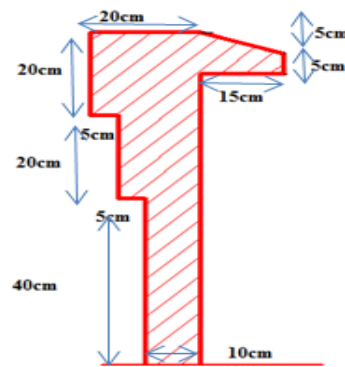


Figure 2.6 Schéma de l'acrotère

2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

2.3.1. Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- ✓ $e \geq 15 \text{ cm}$ (1)
- ✓ $e \geq h_e/20$ (2)
- ✓ $L \geq 4 e$ (3)

On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Tableau 2.1 Hauteur et épaisseur des voiles

Nature d'étage	he (m)	$e \geq h_e/20$ (cm)
Sous-sol	$4.08 - 0.20 = 3.88$	$e \geq 25$
RDC	$4.08 - 0.20 = 3.88$	$e \geq 25$
1 ^{er} étage au dernier	$2.89 - 0.20 = 2.69$	$e \geq 13.45$

Après analyse des résultats nous proposons :

- ✓ **e = 20 cm** pour tous les niveaux.
- ✓ **e = 25 cm** pour sous-sol et le RDC.

2.3.2. Les poutres

- ✓ Condition de flèche

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Selon le BAEL91}$$

Avec : L_{max} La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

- ✓ Les conditions du RPA 99

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \end{cases}$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- Les poutres principales

On a $L_{max} = (3.64 - 0.30) = 3.34 \text{ m}$

Donc, $\frac{334}{15} \leq h_p \leq \frac{334}{10} \Rightarrow 22.26 \text{ cm} \leq h_p \leq 33.40 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 35 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$ (b_p, h_p): dimensions de la poutre principale.

- Les poutres secondaires

On a $L_{max} = (3.64 - 0.30) = 3.34 \text{ m}$.

Donc, $\frac{334}{15} \leq h_s \leq \frac{334}{10} \Rightarrow 22.26 \text{ cm} \leq h_s \leq 33.4 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 30 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$ (b_s, h_s): dimensions de la poutre secondaire.

- ✓ Vérification des conditions du RPA
- ✓ $b > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} < 4$, vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées, alors, les dimensions sont maintenues.

2.3.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments de la structure qui supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

Le critère de résistance.

Le critère de stabilité de forme.

Les règles du RPA99.

Tableau 2.2 Sections préalables des poteaux

Etages	s-sols +RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étages	3+4 ^{èmes} étages	5+6 ^{ème} étages	7+8 ^{ème} étages	9+10 ^{ème} étages	Toiture de CE
Sections (a*b)	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

2.4. Evaluation des charges et surcharges

- Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.3 Evaluation des charges et surcharges pour terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Gravier de protection	20	0.04	0.8
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Forme de pente	22	0.1	2.2
Plancher à corps creux	/	(0.16+0.04)	2.85
Enduit de ciment	10	0.015	0.27
Charge permanente totale G			G = 6.25

- Plancher étage courant

Tableau 2.4 Evaluation des charges et surcharges pour étage courant

Désignation	Densité	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Cloison de séparation	9	0.1	0.9
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher	Cc (16+4)	/	2.85
	DP	0.12	3
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente Gcc			5.11
Charge permanente Gdp			5.26

- Les escaliers
- La volée

Tableau 2.5 Evaluation des charges et surcharge pour les volées (escalier)

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Type 1	Type 2	
					Volée 1	Volée2	Volée3
1	dalle pleine		25	0,15/cos(α)	3.75	3.18	3.30
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23	0,23
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		vertical	20	0,02h/g	0,23	0,23	0,23
4	Enduit de ciment		18	0,011/cos(α)	0,24	0,23	0,24
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1,87	1,87
6	Garde de corps		/	/	0,6	0,6	0,6
Charge permanent Gvi (KN/m ²)					7.72	7.14	7.72

- Le palier

Tableau 2.6 Evaluation des charges pour le palier

Désignation	Densité (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Paillasse	25	0.12	3
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit de ciment	18	0.012	0.27
Charge permanente Gp			4.38

- Les murs extérieurs

Tableau 2.7 Evaluation des charges et surcharges des murs extérieures

Désignation	Densité (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Brique creuse	8.67	0.15	1.3
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente G			2.74

- Les murs intérieurs

Tableau 2.8 Evaluation des charges des murs intérieurs

Désignation	Densité (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G			1.3

- L'Acrotère

Tableau 2.9 Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère

	Acrotère pour terrasse inaccessible		
Désignation	Hauteur (m)	Surface (m ²)	Poids (kn/ml)
Acrotère	0.8	0.125	3.125
Enduit de ciment	/	/	0.24
Charge permanente G			3.365

- Charges d'exploitation

Désignation	Plancher terrasse inaccessible	Plancher étage courant	RDC (commerciale)	Escaliers
Charge d'exploitation Q (kn/m ²)	1	1.5	5	2.5

2.5. La descente des charges

La descente des charges va être effectuée pour le poteau le plus chargé (poteau de la cage d'escaliers).

- La loi de dégression des charges d'exploitations :

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 le toit ou terrasse : Q_0

Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$

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

Sous l'étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

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

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

2.5.1. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

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

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

Pour ce faire, on a sélectionné 3 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

- PCE : poteau au niveau de la cage d'escalier.
- PC1 : poteau central.
- PDR : poteau de rive.
- PVDR : poteau voisin de rive

On va éliminer le poteau PDR puisque sa surface afférente est négligeable devant PCE, PVDR et PC1, de plus, le plancher qui l'entoure est du corps creux.

Tableau 2.10 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm ²	poids propre g (KN) $g = h * b * H_e * \gamma_c$
S-SOL+RDC	60*60	36,72
1+2	55*55	21,8556
3+4	50*50	18,0625
5+6	45*45	14,6306
7+8	40*40	11,56
9+10	35*35	8,8506
11+12	30*30	6,5025

Avec :

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

He : hauteur du poteau $\begin{cases} H_e = 4,08 \text{ m pour S-SOL et RDC} \\ H_e = 2,89 \text{ m pour le reste d'étage} \end{cases}$

➤ Pré dimensionnement du Poteau PCE

Surfaces afférentes

➤ Niveau 13 (Terrasse inaccessible)

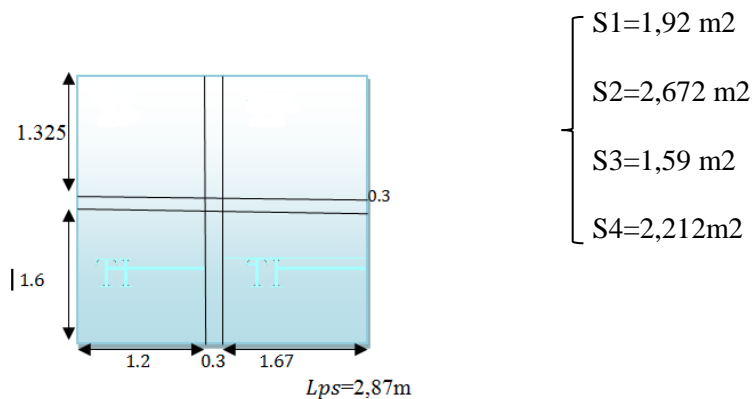


Figure 2.7 Poteau PCE

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp} \\ L_{pp} = 3,225 \text{ m} \\ G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3,225 = 8,465 \text{ kN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,3 * 2,87 = 6,45 \text{ kN} \end{array} \right.$$

T.I : terrasse inaccessible

C.C : corps creux.

PP : poutre principale

PS: poutre secondaire

$$\Rightarrow g \text{ poutres} = 14,915 \text{ kn}$$

➤ ETAGE COURANT

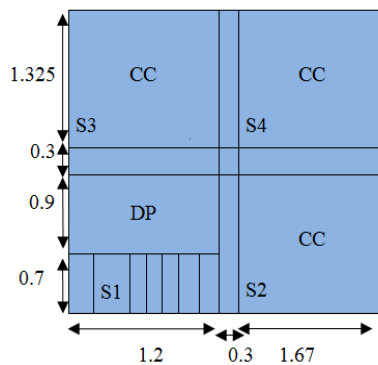


Figure 2.8 Poteaux étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Spalier} = 1,08 \text{ m}^2; \text{Svolée} = 0,84 \text{ m}^2; G \text{ poutres} = 14,915 \text{ kn} \\ G \text{ palier} = 1,08 * 4,38 = 4,7304 \text{ kn} \\ G \text{ volée} = 0,84 * 7,27 = 6,1068 \text{ kn} \\ G \text{ plancher} = 5,11 * 6,474 = 33,08 \text{ kn} \end{array} \right.$$

➤ RDC

$$G_{volée} = 7,72 * 1,92 = 14,8224 \text{ kn}$$

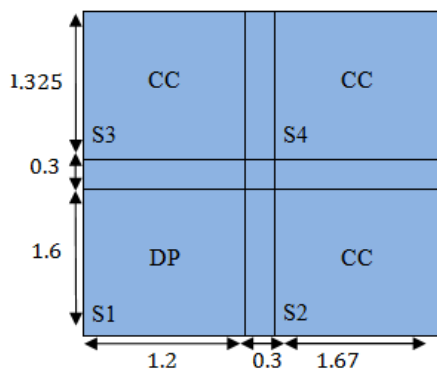


Figure 2.9 poteaux RDC

La loi de dégression des charges d'exploitations :

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 le toit ou terrasse : Q_0

Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$

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

Sous l'étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

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

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

- Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (PCE) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.11 Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (PCE)

NIVEAU	ELEMENT	G	Q
Toiture (terrasse inaccessible) N1	-plancher cc	52,462	10,223
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	
	£	67,38	10,223
Etage 12 N2	-venant de N1	67,38	27,478
	-poteaux	6,50	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	

	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		132,71	27,478
Etage 11 N3	-venant de N2	132,71	
	-poteaux	6,50	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	43,0073
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		198,048	43,0073
Etage 10 N4	-venant de N3	198,048	
	-poteaux	8,85	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	56,8111
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		265,73	56,8111
Etage 9 N5	-venant de N4	265,73	
	-poteaux	8,85	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	68,8895
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		333,412	68,8895
Etage 8 N6	-venant de N5	333,412	
	-poteaux	11,56	
	-plancher cc	33,08	

	-pp	8,465	79,2424
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		403,80	79,2424
Etage 7 N7	-venant de N6	403,80	
	-poteaux	11,56	
	-plancher cc	33,08	87,8698
	-pp	8,465	
	-ps	6,456	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		474,196	87,8698
Etage 6 N8	-venant de N7	474,169	
	-poteaux	14,63	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	96,4972
	-ps	6,456	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		547,658	96,4972
Etage 5 N9	-venant de N8	547,658	
	-poteaux	14,63	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	104,9508
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		621,12	104,9508

Etagé 4 N10	-venant de N9	621,12	113,752
	-poteaux	18,06	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		698,012	113,752
Etagé 3 N11	-venant de N10	698,012	122,3794
	-poteaux	18,06	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		774,904	122,3794
Etagé 2 N12	-venant de N11	774,904	131,0068
	-poteaux	21,85	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	
	-volée	6,10	
		855,586	131,0068
Etagé 1 N13	-venant de N12	855,586	139,6342
	-poteaux	21,85	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	
	-palier	4,73	

	-volée	6,10	
		936,268	139,6342
RDC	-venant de N13	936,268	166,1454
N14	-poteaux	36,72	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	
	-volée	14,82	
		1035,81	166,1454
S-Sol	-venant de N14	1035,81	
N15	-poteaux	36,72	
	-plancher cc	33,08	
	-pp	8,465	
	-ps	6,457	
		1120,532	

$$Nu = 1,35G + 1,5Q = (1,35 * 1120,532) + (1,5 * 166,1454) = 1747,3563 \text{ KN}$$

- **Pré dimensionnement du Poteau (PVDR)**

Les surfaces afférentes

Terrasse inaccessible

$$\left\{ \begin{array}{l} S1=1,855\text{m}^2 ; S2=2,212\text{m}^2 ; S3=2,24\text{m}^2 ; S4=2,672\text{m}^2 ; S_{\text{tot}}=8,979\text{m}^2 \\ G_{\text{plancher}}=8,979*5,11=45,882\text{KN} \\ G_{\text{pp}}=25*0,3*0,35*3,225=8,46 ; G_{\text{ps}}=25*0,3*0,3*3,07=6,9 \end{array} \right.$$

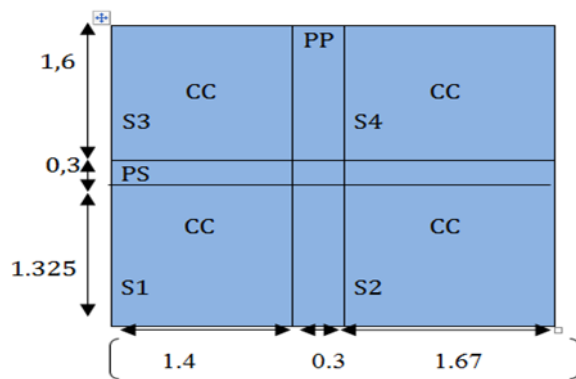


Figure 2.10 Poteau (PVDR)

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (PVDR) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.12 Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (PVDR)

NIVEAU	ELEMENTS	G(KN)	Q(KN)
Terrasse inaccessible N1	-plancher cc	45,882	10,8682
	-pp	8,465	
	-ps	6,9	
		61,247	10,8682
Etage 12 N2	-venant de N1	61,247	27,1705
	-poteaux	6,502	
	-plancher cc	45,882	
	-pp	8,465	
	-ps	6,9	
		129	27,1705

Etage 11 N3	-venant de N2 -poteaux -plancher cc -pp -ps	129 6,502 45,882 8,465 6,9	40,2123
		196,745	40,2123
Etage 10 N4	-venant de N3 -poteaux -plancher cc -pp -ps	196,745 8,85 45,882 8,465 6,9	54,8844
		266,842	54,8844
Etage 9 N5	-venant de N4 -poteaux -plancher cc -pp -ps	266,842 8,85 45,882 8,465 6,9	66,2960
		336,939	66,2960
Etage 8 N6	-venant de N5 -poteaux -plancher cc -pp -ps	336,939 11,56 45,882 8,465 6,9	76,0774
		409,746	76,0774
Etage 7 N7	-venant de N6 -poteaux -plancher cc -pp -ps	409,746 11,56 45,882 8,465 6,9	84,2285
		482,553	84,2285

Etage 6 N8	-venant de N7 -poteaux -plancher cc -pp -ps	482,553 14,63 45,882 8,465 6,9	92,3797
		558,43	92,3797
Etage 5 N9	-venant de N8 -poteaux -plancher cc -pp -ps	558,43 14,63 45,882 8,465 6,9	100,5308
		634,307	100,5308
Etage 4 N10	-venant de N9 -poteaux -plancher cc -pp -ps	634,307 18,06 45,882 8,465 6,9	108,682
		713,614	108,682
Etage 3 N11	-venant de N10 -poteaux -plancher cc -pp -ps	713,614 18,06 45,882 8,465 6,9	116,833
		792,921	116,833
Etage 2 N12	-venant de N11 -poteaux -plancher cc -pp -ps	792,921 21,85 45,882 8,465 6,9	124,9843
		876,018	124,9843

Etage 1	-venant de N12	876,018	
N13	-poteaux	21,85	
	-plancher cc	45,882	133,1354
	-pp	8,465	
	-ps	6,9	
		959,115	133,1354
RDC	-venant de N13	959,115	
N14	-poteaux	36,72	
	Plancher cc	45,882	164,6944
	-pp	8,465	
	-ps	6,9	
		1050,185	164,6944
S-Sol	-venant de N14	1050,185	
N15	-poteaux	36,72	
	-plancher cc	45,882	
	-pp	8,465	
	-ps	6,9	
		1148,152	

$$Nu = (1,35 \cdot G + 1,5Q) = (1,35 \cdot 1148,152) + (1,5 \cdot 164,6944) = 1797,0468 \text{ KN}$$

En résumé :

$$\begin{cases} Nu \text{ (PCE)} = 1747,3563 \text{ KN} \\ Nu \text{ (PVDR)} = 1797,0468 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (PVDR).

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

$$\begin{cases} 10 \% \dots \text{ poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.} \\ 15 \% \dots \text{ poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.} \end{cases}$$

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

$$Nu' = 1,1 \cdot 1797,0468 = 1976,7514 \text{ KN}$$

Vérifications à faire :**2.5.2. Vérification à la compression simple**

Exemple de calcul :

❖ Vérification du poteau à la base

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} = \frac{1976,7514 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,1392 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

 $\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol) $B = 0,6 \times 0,6 = 0,36 \text{ m}^2$ Donc $B = 0,36 \text{ m}^2 \geq 0,1392 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

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

Tableau 2.13 Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etage	Nu'	Comparaison B≥B calculé		Observation
13	108,8843	0,09	0,0076	vérifier
12	236,3963	0,09	0,016	vérifier
11	358,5166	0,09	0,025	vérifier
10	486,8196	0,122	0,034	vérifier
09	609,7428	0,122	0,0429	vérifier
08	734	0,16	0,051	vérifier
07	777,789	0,16	0,0547	vérifier
06	981,6950	0,2025	0,069	vérifier
05	1107,8217	0,2025	0,078	vérifier
04	1126,4019	0,25	0,0793	vérifier
03	1370,2621	0,25	0,0964	vérifier
02	1507,1108	0,3025	0,106	vérifier
01	1643,9591	0,3025	0,1157	vérifier
RDC	1831,2695	0,36	0,1289	vérifier
S-Sol	1976,7514	0,36	0,1392	vérifier

2.5.3. Vérification au flambement

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

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $Br = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)
- As : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \\ \alpha = (\lambda) \text{ avec} & \lambda = lf / i \end{cases}$$

Tel que :

$lf = 0,7 \times L0$: Longueur de flambement.

$L0$: Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$I = b \times h^3 / 12$ moment d'inertie

$i = \sqrt{\frac{I}{b} \times h} = \sqrt{h^3 / 12}$: rayon de giration

Exemple de calcul

❖ Vérification du poteau à la base

On a : $L0 = 4,08 - 0,35 = 3,73 \text{ m} \Rightarrow lf = 0,7 \times 3,73 = 2,611 \text{ m}$

$i = \sqrt{0,0108 / 0,36x} = 0,1732$

Ce qui donne : $\lambda = 2,611 / 0,1732 = 15,075 < 50$

Donc $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,819$

Selon le BAEL :

$As \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br]$

On prend $As = 1\% Br$

D'après la formule (1) :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha} * \frac{1}{(f_{c28} / (0,9 \times \gamma_b) + f_{e} / (100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $Br = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4}$

$Br = 0,3364 \text{ m}^2 > 0,1097 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 2.14 Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveaux	Nu'(KN)	i(m)	λ	α	Br	Br cal	observation
12	236,3963	0,08660	20,5311	0,7952	0,0784	0,0135	vérifier
11	358,5166	0,08660	20,5311	0,7952	0,0784	0,02049	vérifier
10	486,8196	0,1010	17,6039	0,809	0,1089	0,02213	vérifier
09	609,7428	0,1010	17,6039	0,809	0,1089	0,03426	vérifier
08	734	0,1154	15,40	0,818	0,1444	0,04079	vérifier
07	777,789	0,1154	15,40	0,818	0,1444	0,04322	vérifier
06	981,6950	0,1299	13,68	0,824	0,1849	0,05416	vérifier
05	1107,8217	0,1299	13,68	0,824	0,1849	0,06112	vérifier
04	1126,4019	0,1443	12,32	0,829	0,2304	0,06177	vérifier
03	1370,2621	0,1443	12,32	0,829	0,2304	0,07514	vérifier
02	1507,1108	0,1585	11,21	0,832	0,2809	0,08226	vérifier
01	1643,9591	0,1585	11,21	0,832	0,2809	0,08971	vérifier
RDC	1831,2688	0,1732	15,07	0,819	0,3364	0,1016	vérifier
S-Sol	1976,7514	0,1732	15,07	0,819	0,3364	0,1097	vérifier

2.5.4. Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \text{Min } (b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 20,2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle plein $e = 15 \text{ cm}$ pour la dalle d'ascenseur
- Epaisseur des paillasse $e = 15 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles ($e_{\text{rdc}} = 25 \text{ cm}$; $e_{\text{étage courant}} = 15 \text{ cm}$)

- Poutres Principales (30×35) *cm*²
- Poutres Secondaires (30×30) *cm*²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 2.15 Dimensions des poteaux

Niveaux	S-Sol + RDC	1+2	3+4	5+6	7+8	9+10	11+12
Dimensions	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

Chapitre 3

Chapitre 3 Calcul des éléments non structuraux

3.1. Introduction :

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

3.2. Calcul des planchers

3.2.1. Planchers à corps creux

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

3.2.2. Méthode de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et les calculs des sollicitations peuvent se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ Conditions d'application de La méthode forfaitaire :

- Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

a) Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G ; 5KN / m^2)$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- b) Le rapport entre deux travées successives :
- c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- d) Fissuration peu nuisible (F.P.N).

- Si **a** n'est pas vérifiée (cas des planches à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BEAL).
- Si **a** est vérifiée mais une ou plus des trois conditions **b**, **c** et **d** ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (Annexe E2 du BEAL), c.-à-d.
- On minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

- Principe de la méthode forfaitaire :
- Les moments fléchissant :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

- M_0 : Moment isostatique.
- M_d : Moment sur l'appui de droite.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche.
- M_t : Moment en travée.

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0]$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0$ Pour une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0$ Pour une travée intermédiaire.

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0,5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0,6 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$$-0,15 \times M_0 \quad \text{Tel que : } M_0 = M_{\max}(M_0^1, M_0^n)$$

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode de RDM :

$$V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l_i}$$

Compte tenu de la continuité :

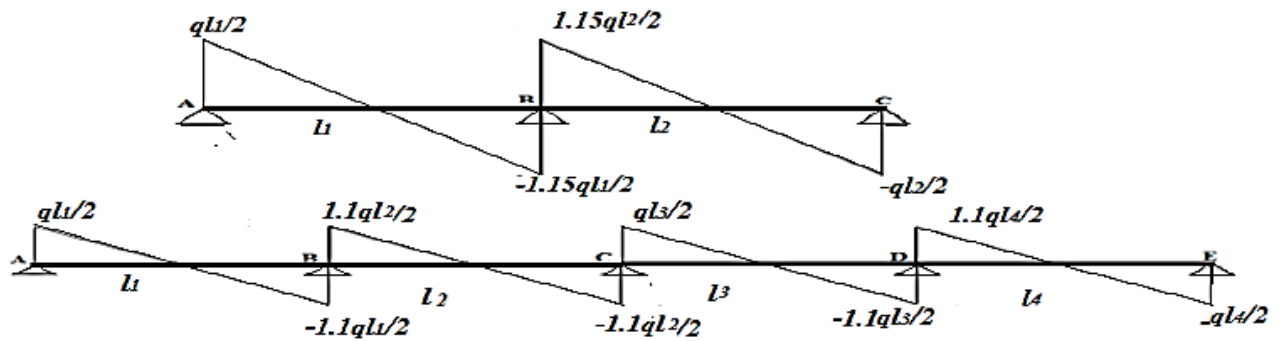


Figure 3.1 Evaluation des efforts tranchants.

➤ Principe de La méthode de Caquot :

Moment Sous appui :

$$M = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

l_g' Et l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g Et q_d : Charges uniforme à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0,8 \times l$ pour une travée intermédiaire
 $l' = l$ pour une travée de rive

Calcul des moments en travées (charge repartie) :

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

Avec : $M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$

$$M_t^{\max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

Évaluation des efforts tranchants :

$$V_i = V_0 + \frac{M_g - M_d}{l_i} ; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

- Selon la disposition adoptée, les planchers présentent 3 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 Différents types de poutrelles

Types	Schémas statiques
	Poutrelles des planchers (étage courant et terrasse inaccessible et étage commerciale)
Type 1	
Type 2	
Type 3	

a. Calcul des charge revenants aux poutrelles

A l'ELU : $Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$; $P_u = 0.65 Q_u$

A l'ELS : $Q_s = G + Q$; $P_s = 0.65 Q_s$

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

Tableau 3.2 Charge revenant aux poutrelles

	G (kN/m ²)	Q(kN/m ²)	ELU		ELS	
			Qu (kN/ml)	Pu (kN/ml)	Qs (kN/ml)	Ps (kN/ml)
Terrasse inaccessible	6.25	1	9.94	6.46	7.25	4.71
Etage courant	5.11	1.5	9.14	5.95	6.61	4.3
Etage commerciale	5.11	5	14.4	9.36	10.11	6.57

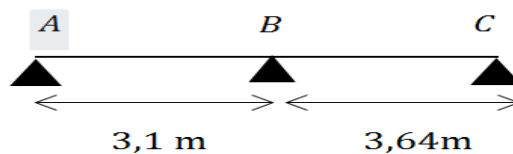
b. Calcul des sollicitations maximales

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

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle type 1 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles des différents planchers seront résumés dans des tableaux.

➤ Exemple d'application de la méthode forfaitaire

❖ Plancher étage courant (type 1)



➤ Les moments fléchissant :

Moment isostatique :

a) Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{5.95 \times 3.1^2}{8} = 7.14 \text{ KN.m}$$

b) Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{5.95 \times 3.64^2}{8} = 9.85 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :

Appuis de rive : $M_A = M_c = 0$

Appuis intermédiaires: $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 9.85 = -5.91 \text{ Kn.m}$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.11} = 0.227 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.068 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.268 \end{cases}$$

a) Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 5.91}{2} \geq (1.068 \times 7.14) \Rightarrow M_t > 4.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.268}{2} \times 7.14 \Rightarrow M_t > 4.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(4.67; 4.53) \Rightarrow M_t = 4.67 \text{ KN.m}$$

b) Travée B-C :

$$M_t + \frac{5.91 + 0}{2} \geq (1.068 \times 9.85) \Rightarrow M_t > 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.268}{2} \times 9.85 \Rightarrow M_t > 6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(7.56; 6.24) \Rightarrow M_t = 7.56 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

a) Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = \frac{5.95 \times 3.1}{2} = 9.22 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{5.95 \times 3.1}{2} = -10.60 \text{ KN}$$

b) Travée B-C :

$$V_C = -\frac{P_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{5.95 \times 3.64}{2} = -10.82 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times \frac{P_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{5.95 \times 3.64}{2} = 12.46 \text{ KN}$$

➤ Les sollicitations pour chaque type de poutrelle:

Les résultats des autres types de poutrelles de l'étage courant sont résumés dans les tableaux suivant :

Type 2 :

Tableau 3.3 Sollicitations sur les poutrelles type 2

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_A (kn.m)	M_B (kN.m)	M_t (kN.m)	V_A (kN)	V_B (kN)
AB	3.64	9.85	- 1.47	- 5.91	7.56	10.82	− 10.60
BC	3.10	7.14	-5.91	-1.47	4.67	-12.47	9.22
Sollicitations max	Ma = -5.91 kn.m ; Mt = 7.56 kn.m ; Vmax = 12.47 kn						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_A (kn.m)	M_B (kN.m)	M_t (kN.m)	V_A (kN)	V_B (kN)
AB	3.64	5.16	- 0.77	- 4.27	3.38	/	/
BC	3.1	7.12	-4.27	-0.77	5.47		
Sollicitations max	Ma = -4.27 kN.m ; Mt = 5.47 kN.m						

Type 3 :

Tableau 3.4 Sollicitations sur les poutrelles type 3

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (kN)	V_d (kN)
AB	3.1	7.14	- 1.07	- 4.75	4.97	7.68	-10.75
BC	3.64	9.85	-4.75	- 3.59	5.69	11.14	- 10.51
CD	2.7	5.42	- 3.59	- 3.59	1.82	8.03	-8.03
DE	3.64	9.85	- 3.59	-4.75	5.69	10.51	-11.15
EF	3.1	7.14	-4.75	-1.07	4.97	10.74	-7.49
Sollicitations max	$M_a^r = -1.07$ kN.m; $M_a^l = -4.75$ kN.m $M_t = 6.96$ kN.m; $V_{max} = 11.14$ kN						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (kN)	V_d (kN)

AB	3.1	5.17	- 0.78	- 3.4	3.6	/	/
BC	3.64	7.12	-3.4	-2.57	4.14	/	/
CD	2.70	3.92	-2.57	- 2.57	1.34	/	/
DE	3.64	7.12	- 2.57	- 3.4	4.14	/	/
EF	3.1	5.17	-3.4	-0.78	3.06		
Sollicitations max	$M_a^r = -0.78 \text{ kN.m}; M_a^l = -3.4 \text{ kN.m}$ $M_t = 4.14 \text{ kN.m}$						

❖ Plancher terrasse inaccessible

Type 1

Tableau 3.5 Sollicitations sur les poutrelles type 1

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_A (kN.m)	M_B (kN.m)	M_t (kN.m)	V_A (kN)	V_B (kN)
AB	3.1	7.76	- 1.16	- 6.42	4.94	10.01	− 11.51
BC	3.64	10.70	-6.42	-1.61	8.02	13.52	-11.67
Sollicitations max	Ma = -6.42 kN.m ; Mt = 8.02 kN.m ; Vmax = 13.52 kN						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_A (kN.m)	M_B (kN.m)	M_t (kN.m)	V_A (kN)	V_B (kN)
AB	3.1	5.65	- 1.07	- 4.24	3.6	/	/
BC	3.64	7.08	-4.24	-1.07	5.85		
Sollicitations max	Ma = -4.24 kN.m ; Mt = 5.85 kN.m						

Type 2 :

Tableau 3.6 Sollicitations sur les poutrelles type 2

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (kN)	V_d (kN)
AB	3.64	10.70	- 1.16	- 6.42	8.02	11.76	— 13.52
BC	3.10	7.76	- 6.42	-1.16	4.93	11.51	- 10.01
Sollicitations max	$M_a = -6.42 \text{ kN.m};$ $M_t = 8.02 \text{ kN.m}; V_{\text{max}} = 13.52 \text{ kN}$						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.64	7.08	- 1.06	- 4.24	5.85	/	/
BC	3.10	5.65	- 4.24	- 1.06	3.6	/	/
Sollicitations max	$M_a = -4.24 \text{ kn.m};$ $M_t = 5.85 \text{ kn.m}$						

Type 3 :

Tableau 3.7 Sollicitations sur les poutrelles type 3

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.1	5.56	- 0.83	- 3.58	5.48	8.42	-11.60
BC	3.64	7.66	-3.58	- 2.7	6.37	12.08	- 11.42
CD	2.7	4.21	- 2.7	- 2.7	2.15	8.72	-8.72
DE	3.64	7.66	- 2.7	- 3.58	6.37	12.08	-11.42
EF	3.1	5.56	-3.58	-0.83	5.49	11.6	-8.42
Sollicitations max	$M_a^r = -0.83 \text{ kn.m}; M_a^l = -3.58 \text{ kn.m}$ $M_t = 6.37 \text{ kn.m}; V_{\text{max}} = 12.08 \text{ kn}$						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.1	4.02	- 0.6	- 3.58	4.01	/	/
BC	3.64	5.55	- 3.58	- 2.7	4.66	/	/
CD	2.7	3.07	- 2.7	- 2.7	1.58	/	/

DE	3.64	5.54	- 2.7	- 3.58	4.66	/	/
EF	3.1	4.02	-3.58	-0.6	4.01		
Sollicitations max	$M_a^r = -0.6 \text{ kn.m}; M_a^i = -3.58 \text{ kn.m}$ $M_t = 4.66 \text{ kn.m}$						

❖ Plancher commerciale

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.8 Sollicitations sur les poutrelles type 1

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.1	11.24	- 2.32	- 9.3	8.26	14.51	−16.68
BC	3.64	15.50	- 9.3	-2.32	13.15	19.59	- 17.03
Sollicitations max	$M_a^r = -2.32$ kn.m; $M_a^l = -9.3$ kn.m $M_t = 13.15$ kn.m; $V_{max} = 19.59$ kn						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.1	7.89	- 6.53	- 1.63	5.8	/	/
BC	3.64	10.89	- 1.63	-6.53	9.24	/	/
Sollicitations max	$M_a^r = -1.63$ kn.m; $M_a^l = -6.53$ kn.m $M_t = 9.24$ kn.m						

Tableau 3.9 Sollicitations sur les poutrelles type 2

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.64	15.5	- 2.32	- 9.3	13.15	17.03	— 19.58
BC	3.10	11.42	- 9.3	-2.32	8.26	16.67	- 14.51
Sollicitations max	M _a = -9.3 kn.m; Mt = 13.15 kn.m; Vmax = 19.58 kn						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.64	10.89	- 1.63	- 6.53	9.23	/	/
BC	3.10	7.89	- 6.53	- 1.63	5.8	/	/
Sollicitations max	M _a = -6.53 kn.m; Mt =9.23kn.m						

Tableau 3.10 Sollicitations sur les poutrelles type 3

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.1	9.44	- 1.41	- 8.38	7.44	11.8	-17.2
BC	3.64	13.01	-8.38	- 6.34	8.15	16.46	- 17.59
CD	2.7	7.16	- 6.34	- 6.34	2.18	12.36	-12.36
DE	3.64	13.01	- 6.34	- 8.38	8.15	16.46	-17.59
EF	3.1	9.44	-8.38	-1.41	7.44	17.2	-11.8
Sollicitations max	$M_a^r = -1.41 \text{ kn.m}$; $M_a^l = -8.38\text{kn.m}$ $M_t = 8.15\text{kn.m}$; $V_{\text{max}} = 17.59\text{kn}$						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	3.1	6.55	- 0.98	- 5.82	5.25	/	/
BC	3.64	9.04	- 5.82	- 4.4	5.78	/	/
CD	2.7	4.97	- 4.4	- 4.4	1.58	/	/
DE	3.64	9.04	- 4.4	- 5.82	5.78	/	/

EF	3.1	6.55	-5.82	-0.98	5.25		
Sollicitations max	$M_a^r = -0.98 \text{ kn.m}; M_a^l = -5.82 \text{ kn.m}$ $M_t = 5.78 \text{ kn.m}$						

Tableau 3.11 Sollicitations max sur les différents étages

	ELU				ELS		
Type de plancher	$M_{\text{appui de rive}} \text{ (kn.m)}$	$M_{\text{appui int max}} \text{ (kn.m)}$	$M_{\text{travée max}} \text{ (kn.m)}$	$V_{\text{max}} \text{ (kn)}$	$M_{\text{appui de rive}} \text{ (kn.m)}$	$M_{\text{appui int max}} \text{ (kn.m)}$	$M_{\text{travée max}} \text{ (kn.m)}$
Etage courant	1.47	5.91	7.56	12.47	0.78	4.27	5.47
Terrasse inaccessible	1.16	6.42	8.02	13.52	1.07	4.24	5.58
Etage commerciale	2.32	9.3	13.15	19.59	1.63	6.53	9.24

3.3. Ferrailage des poutrelles

3.3.1. Exemple de calcul plancher étage courant :

- Calcul à l'ELU

$$M_t = 7.56 \text{ kn.m}; M_a^{\text{rive}} = 1.47 \text{ kn.m}; M_a^{\text{int}} = 5.91 \text{ kn.m}; V^{\text{max}} = 12.47 \text{ kn}$$

$$h = 20 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; \text{FPN}$$

Verification à l'ELU

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

Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression **MTu** :

$$MTu = f_{bu} \times b \times h_0 (d - h_0/2) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$MTu = 59.1 \text{ kn.m} > M_{tu} = 7.56 \text{ kn.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{7.56 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.02527 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad \xi_{st=10\%} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.03199 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.03199) = 0.17976$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{7.56 \times 10^{-3}}{0.17976 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_t$$

Avec $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

On opte pour 3HA10 avec **A=2.36 cm²**

En appui

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

Appui intermédiaire

$$M_u = 5.91 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.91 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.1285$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1285}) = 0.17246$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.17246) = 0.1676 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{5.91 \times 10^{-3}}{0.1676 \times 348} = 1.013 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte pour 1HA12+1HA10 avec **A=1.92 cm²**.

- Appui de rive

$$M_u = 1.47 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0319$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0319}) = 0.0406$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0406) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.238 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2 > A_a$$

On opte pour 1HA10 avec **$A_a = 0.79 \text{ cm}^2$** .

Ferraillage transversale :

- Vérification aux cisaillements

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 (art A.5.1.2.1.1)}$$

$$V^{\max} = 12.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.47 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.692 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- Armature transversales

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par : $\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 10 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 100/10, 10\} = 8\text{mm}$$

On adopte un étrier $\Phi 8$: $A_t = 2\Phi 8 = 1.01\text{cm}^2$.

- Espacement

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm} \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 87.5\text{cm} \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 73.68\text{cm} \end{cases} \quad \text{CBA93 (art A.5.1.2.2)}$$

Soit $St = 15\text{cm}$.

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

$$\text{avec } b_1 = (b - b_0)/2 = 27,5\text{ cm}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 12.47 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.81 \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e \quad \text{CBA93 (Art A.5.1.3.1.2).}$$

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86\text{cm}^2.$$

$$1.15 \times 12.47 \times 10^{-3} / 400 = 0.35\text{cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) ; A_s = 2.36 + 1.92 = 4.28\text{cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (12.47 - 5.91 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.16\text{cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Vérification de la bielle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

CBA (Art A.5.1.3.1)

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 16.2 \text{ cm}$

$V_u = 0.01247 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS

- Les vérifications à faire sont :
- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de déformation

Remarque : Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de Ø10) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.79 \text{ cm}^2$.

Etat limite d'ouverture des fissures

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

BAEL99 (Art 4.5.2)

- **En travée :** $M_{ser} (\text{kn}) = 5.47$; $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre y:

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots (\text{BAEL99. L. III. 3})$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - (15 \times 2.36 \times 10^{-4}) \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$H = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m} > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section $b \times h$.

Tableau 3.12 Vérification des contraintes en travée

Mser (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
5.47	3.91	8323	2.56	15

Aux appuis :

Tableau 3.13 Vérification des contraintes aux appuis

	Mser (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appui de rive	0.78	4.5	1670.63	2.1	15
Appui intermédiaire	4.27	7.702	4577.168	7.19	15

➤ Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

Données :

$$l = 3,64 \text{ m} ; M_{0s} = 9.85 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 5.47 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,767 M_{0s}$$

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

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

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{364} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifié, donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f \leq f ; l < 5m \Rightarrow f = l/500 = 3,64/500 = 7.28 \text{ mm}$$

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

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

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).
- Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.853 \text{ KN/m} \Rightarrow$ Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.11 = 3.321 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.11 + 1.5) = 4.296 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{ser} = 0.767 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.767 \times \frac{1.853 \times 3.64^2}{8} = 2.354 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.767 \times \frac{3.321 \times 3.64^2}{8} = 4.218 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.767 \times \frac{4.296 \times 3.64^2}{8} = 5.457 \text{ KN.m}$$

➤ Propriété de la section

Position de l'axe neutre : $y = 3.91 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 6.757 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st}(d - v)^2 + 15 \times A_{sc}(v - d')^2$$

$$I_0 = 18517 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.354 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^{-3}}{8323 \times 10^{-8}} = 59.736 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.218 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^{-3}}{8323 \times 10^{-8}} = 107.1062 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{5.457 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^{-3}}{8323 \times 10^{-8}} = 138.53 \text{ Mpa}$$

Interties fictive (I_f): (BAEL B.6.5 , 2)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.253 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.03 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 59.736 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.29$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 107.106 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.52$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 138.58 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.60$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + 3.253 \times 0.29} = 10481.123 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 7567.618 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 6900.43 \text{ cm}^4 \quad I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 13264.32 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des flèches :

$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = \frac{2.354 \times 10^{-3} \times 3.64^2}{10 \times 32456.59 \times 10481.123 \times 10^{-8}}$$

$$f_{ji} = 0.00091 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{4.218 \times 10^{-3} \times 3.64^2}{10 \times 32456.59 \times 7567.618 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gi} = 0.00228 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{5.457 \times 10^{-3} \times 3.64^2}{10 \times 32456.59 \times 6900.43 \times 10^{-8}}$$

$$f_{pi} = 0.00325m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{4.218 \times 10^{-3} \times 3.64^2}{10 \times 10818.86 \times 13264.32 \times 10^{-8}}$$

$$f_{gv} = 0.00426 m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad \Delta f_t = 0.0109 - 0.0031 + 0.00822 - 0.00607$$

$$\Delta f_t = 0.430 \text{ cm} < f_{adm} = 0.728 \text{ cm}$$

➔ La flèche est vérifiée.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ Plancher terrasse inaccessible

Tableau 3.14 Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible

	M_u (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
En travée	8.02	0.0268	0.0339	0.177	1.3	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	6.42	0.139	0.188	0.166	1.11	0.21	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	1.16	0.0252	0.032	0.177	0.18	0.21	1HA10 0.79

Tableau 3.15 Evaluation de la flèche du plancher terrasse accessible

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
3.91	8323	18517	8936	29303	35721	53369	5.08	7.28

❖ Plancher étage commerciale

Pour le plancher étage commerciale, on procède de la même manière, le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 3.16 Ferrailage des poutrelles du plancher étage commerciale

	M_u (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)
En travée	13.15	0.0439	0.562	0.176	2.15	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	9.3	0.202	0.285	0.159	1.68	0.21	1HA10+1HA12 1.92
En appui de rive	2.32	0.0504	0.0647	0.175	0.38	0.21	1HA10 0.79

Tableau 3.17 Evaluation de la flèche pour le plancher étage commerciale

L (m)	A_s (cm)	M_{jser} (kn.m)	M_{gser} (kn.m)	M_{pser} (kn.m)	I (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
3.64	2.36	1.8525	3.322	6.066	8323	18517
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.91	11015.06	26400.65	57603.17	48549.64	0.68	0.728

3.3.2. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau 3.18 Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			
Etage commerciale			

- ✓ Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235 \text{ MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- Armature parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

On choisit un treillis soudés à maille carrée de 150 mm

$5\text{TS5}/\text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2$: perpendiculaire aux poutrelles $\rightarrow St = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ vérifiée.

$3\text{TS5}/\text{ml} = 0.59 \text{ cm}^2$: parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ vérifiée.

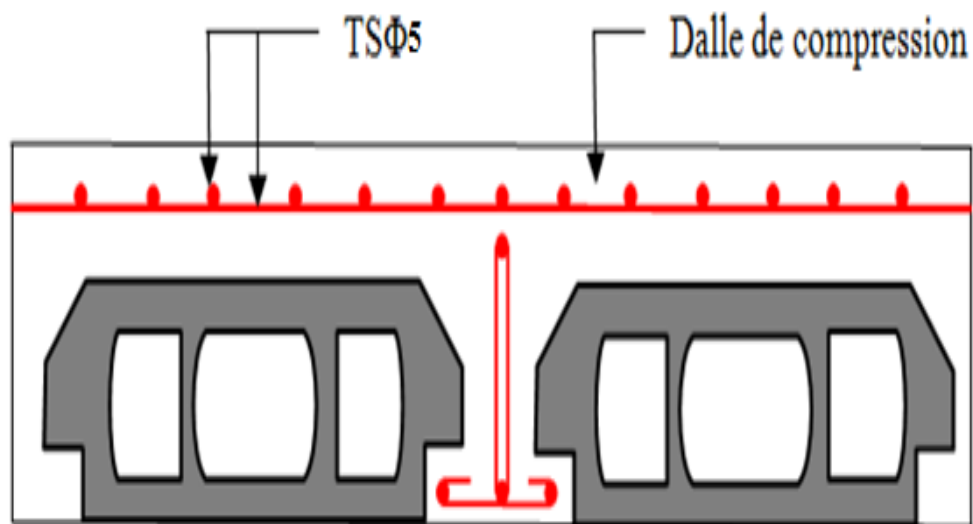


Figure 3.2 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.4. Etude de l'acrotère

Pour notre cas on a un type d'acrotères, sur le plancher terrasse inaccessible.

Le calcul sera mené pour l'acrotère de la terrasse accessible (le cas le plus défavorable).

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Sans poids propre.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1 kn/ml due à la main courante.
- Une force horizontale F_p .

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

Les dimensions de l'acrotère sont les suivantes :

$$S = 0.125 \text{ m}^2$$

3.4.1. Evaluation des charges

La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kn}$

Poids propre : $G_1 = 3.125 \text{ kn}$

Poids d'enduit de ciment : $G_2 = 0.24 \text{ kn}$ **RPA99 (Art 6.2.3)**

$W_p = G_1 + G_2 = 3.365 \text{ kn}$ (poids total).

La force sismique: $F_p = 4.A.C_p.W_p$

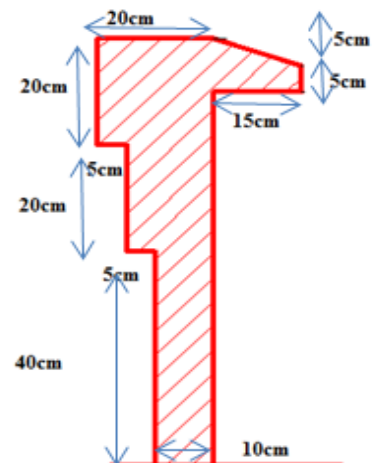


Figure 3.3 Coupe transversal de l'acrotère

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

W_p : poids de l'élément considéré.

$$\text{Pour notre cas : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 4.115 \text{ kn} \end{cases}$$

Donc $\Rightarrow F_p = 1.615 \text{ kn}$.

NB : La section de calcul sera de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

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

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 13.15 \text{ cm}$$

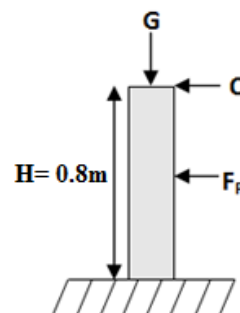


Figure 3.4 schéma de l'acrotère

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 44.95 \text{ cm}$$

3.4.2. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par:

$$N_G = 3.365 \text{ kn} ; \quad M_G = 0 \text{ kn.m}$$

$$N_Q = 0 \text{ kn} ; \quad M_Q = Q \times h = 0.8 \text{ kn.m}$$

$$N_{FP} = 0 \text{ kn} ; \quad M_{FP} = F_p \times Y_g = 0.726 \text{ kn.m}$$

Les combinaisons d'actions :

Tableau 3.19 Combinaisons de calcul

	RPA99	ELU	ELS
Combinaison des charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (kn)	3.365	4.54	3.365
M (kn.m)	1.526	1.2	0.8

Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$\text{On a: } \begin{cases} e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.2}{4.54} = 0.26 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.13 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{H}{6}$, La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 tel que

$$e = e_0 + e_a + e_2 \quad \text{BAEL99 (art A.4.4)}$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right) = 2 \text{ cm. Avec, } h : \text{ hauteur de l'acrotère.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}, \text{ avec } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ tel que } M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement pris égale à 2

l_f : Longueur de flambement qui est égale à $2 \times l_0$

h_0 : La hauteur de la section qui est égale à 10 cm

Donc : $e_2 = 0.0154$ m

$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.2953$ m.

3.4.3. Ferrailage de la section

$f_{bu} = 14.2$ MPa

$f_{st} = 348$ MPa

$Nu = 4.54$ kn

$Mu = Nu \times e = 1.34$ kn.m

$e_0 > \frac{H}{6}$, La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$.

$$M_f = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.34 + 4.54 \times \left(0.06 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow M_f = 1.385 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{1.385 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06^2 \times 14.2} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.034; \quad z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.059 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_f}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{1.385 \times 10^{-3}}{348 \times 0.059} \Rightarrow A_t = 0.67 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera : $A_s = A_t - \frac{Nu}{f_{st}} = 0.65 \text{ cm}^2$

3.4.4. Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{min} \Rightarrow$ On ferraille avec A_{min} et on adopte 4HA8 = 2.01 cm²/ml.

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{min}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2. \quad \text{On ferraille avec } 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Espacement

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

Armature de répartition : $St \leq (100/4 = 25 \text{ cm})$ On adopte $St = 25 \text{ cm}$.

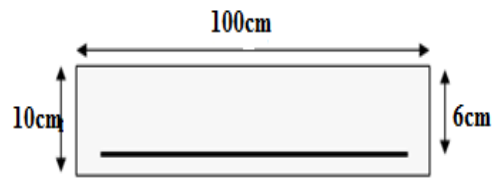


Figure 3.5 Section de calcul de l'acrotère

b. vérification au cisaillement

$$\overline{\tau_U} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.615 + 1 = 2.615 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b.d} = \frac{2.615 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06} = 0.0435 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \overline{\tau_U} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

3.4.5. Vérification à l'ELS

$$N_{ser} = 3.36 \text{ kn}; M_{ser} = 0.8 \text{ kn.m}; d = 0.06 \text{ m}$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{3.36} = 0.23 \text{ m}; \quad e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c; \quad c = d - e_G = -0.17 \text{ m} (c < 0 \text{ et } y_c > 0);$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0; \text{ Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 + 90 \frac{A}{b} (d - C) = -0.07 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 = 0.051 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2; \quad \Delta = -2.476 \times 10^{-5}$$

$$y_{c1} = -29.6 \text{ cm}; \quad y_{c2} = -21.5 \text{ cm}; \quad y_{c3} = 8.09 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } y_c = 29.6 \text{ cm et } y_{ser} = y_c + c = 12.6 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.006 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 0.069 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 5.085 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

3.4.6. Schéma de ferrailage

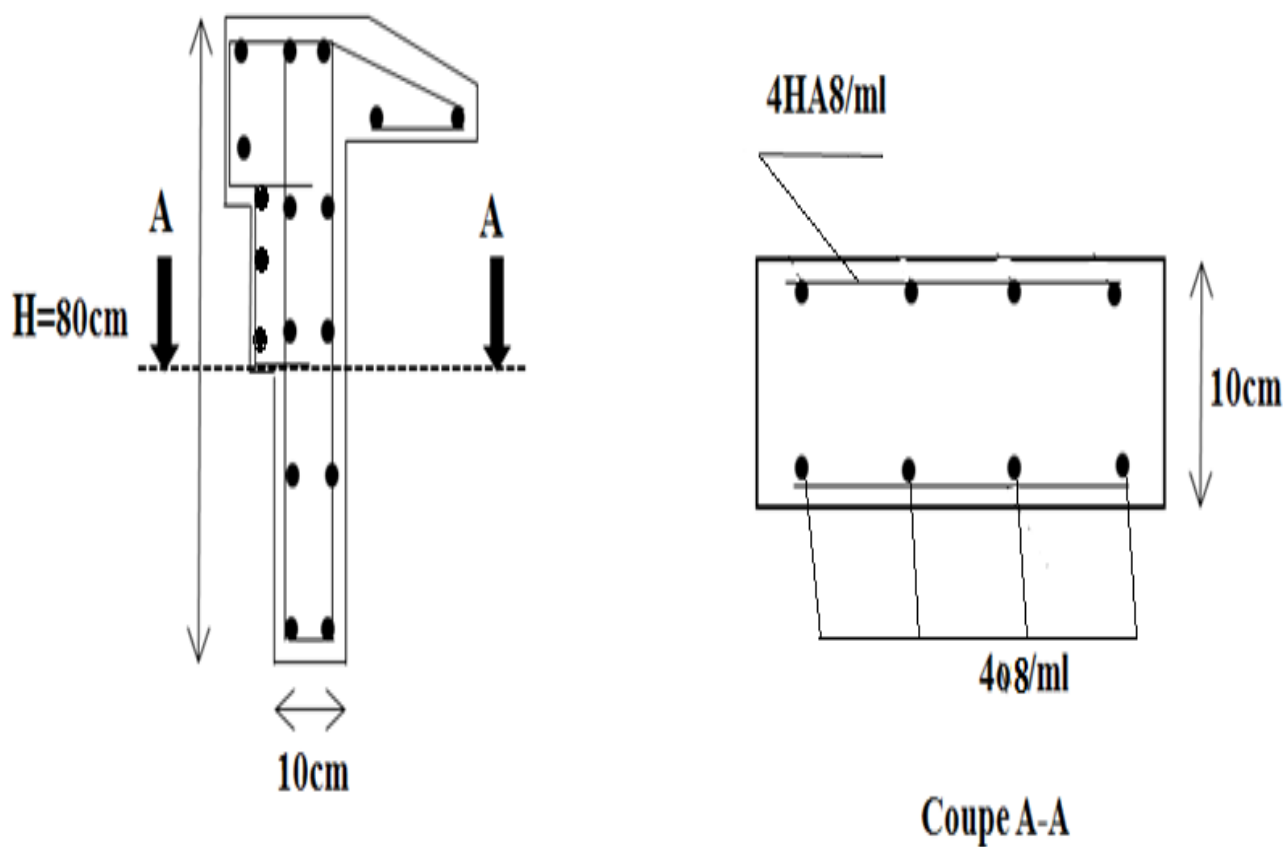


Figure 3.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.5. Poutre de chainage :

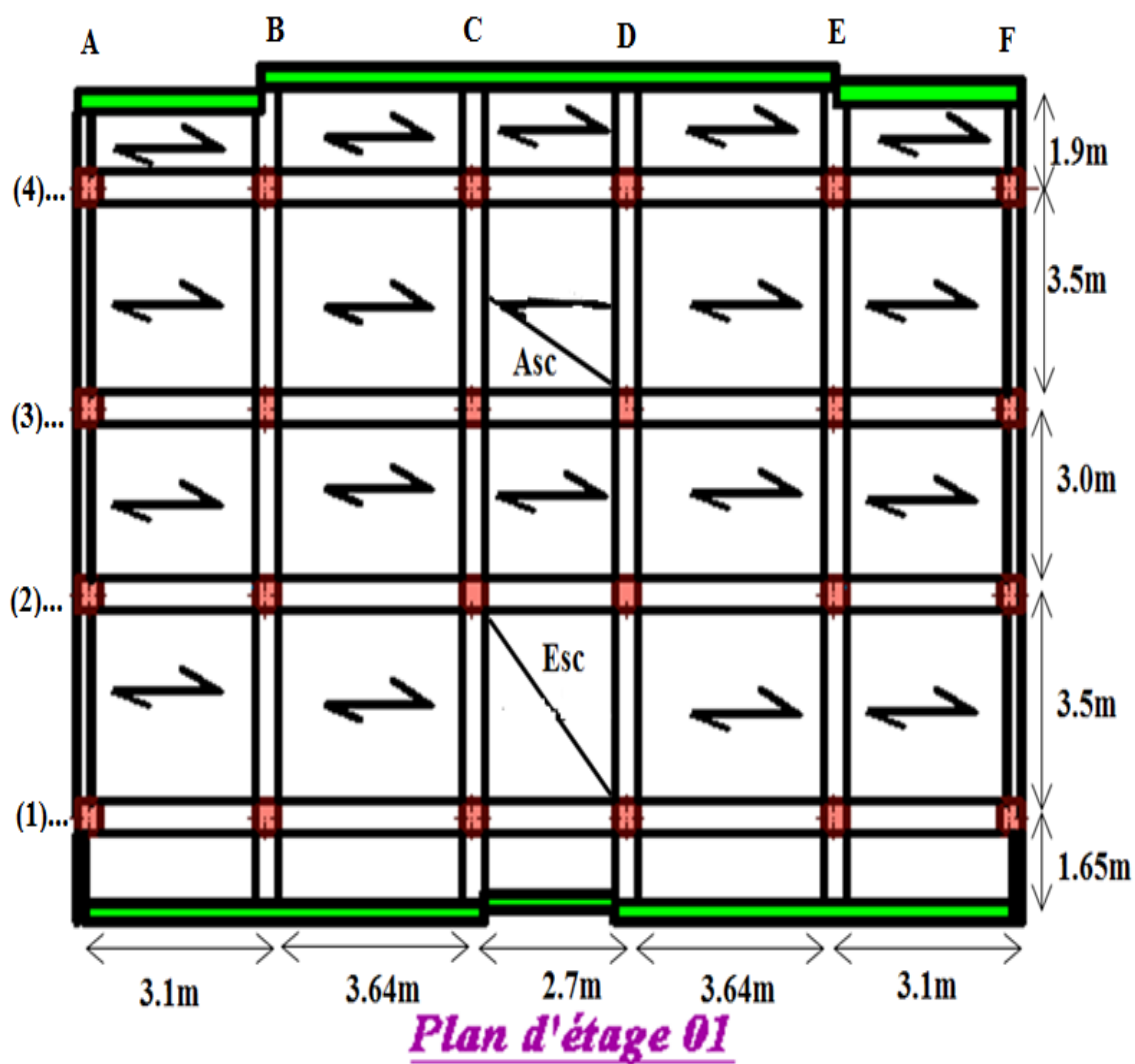


Figure 3.7 Disposition Poutre de chainage

  Poutre de chainage

➤ Poutre de chaînage

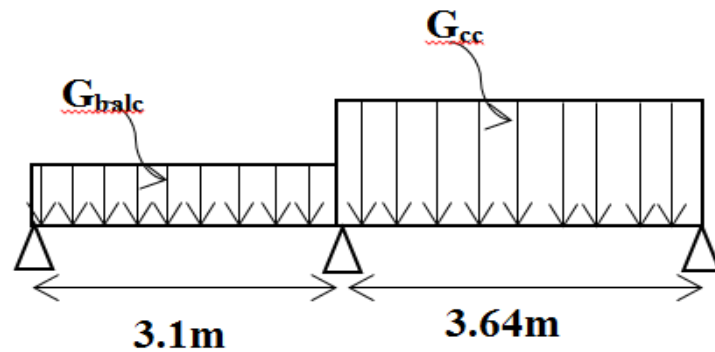


Figure 3.8 la Poutre la plus sollicitée

Dimensionnement :

$$l_{\max} = 364 - 30 = 334$$

Dimensionnement selon le BAEL :

$$\frac{334}{15} \leq h \leq \frac{334}{10} \Rightarrow 22.26 \text{ cm} \leq h \leq 33.4 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

$$G_p : \text{Poids propre } G_p = 0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$G_{m1} : \text{Poids du mur Gard corps } G_{murgard} = 18 \times 0.4 \times 0.15 \times 1 = 1.08 \text{ KN/ml}$$

$$G_{plancher} : \text{Poids du plancher } G_{plancher} = 5.11 \times (0.65/2) = 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$G_{m2} : \text{Poids du mur } G_{mur} = 2.74 \times (2.88 - 0.3) = 7.069 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{balcon} = 3.5 \text{ kn/m}^2 \quad Q_{cc} = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

Les sollicitations sur le plancher corps creux :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times (1.875 + 7.069 + 1.66) + 1.5 \times (1.5 \times (0.65/2)) = 15.04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 1.875 + 7.069 + 1.66 + 1.5 \times (0.65/2) = 11.09 \text{ KN/ml}$$

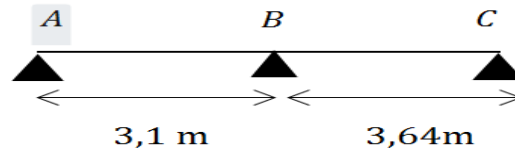
Les sollicitations sur le balcon :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times (1.66 + 1.08 + 1.875) + 1.5 \times (3.5 \times (0.65/2)) = 7.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 1.875 + 1.08 + 1.66 + 3.5 \times (0.65/2) = 5.75 \text{ KN/ml}$$

On a une poutre continue sur 3 appuis on utilise la méthode forfaitaire

❖ Plancher étage courant



➤ Les moments fléchissant :

Moment isostatique :

c) Travée A-B :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.93 \times 3.1^2}{8} = 9.52 \text{ KN.m}$$

d) Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.04 \times 3.64^2}{8} = 24.90 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :

Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Appuis intermédiaires: $M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 24.90 = -14.945 \text{ Kn.m}$

Moments en travées AB :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 10.60} = 0.1239 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.037 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.237 \end{cases}$$

Moments en travées BC :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3.5}{3.5 + 4.615} = 0.431 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.129 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.329 \end{cases}$$

c) Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 0.6M_0^{AB}}{2} \geq (1.037; 1.05)M_0^{AB}$$

$$M_t \geq 7.14 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_t > \frac{1.237M_0^{AB}}{2} = 5.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(7.14; 5.88) \Rightarrow M_t = 7.14 \text{ KN.m}$$

d) Travée B-C :

$$M_t + \frac{0.6M_0^{BC}}{2} \geq (1.05; 1.129)M_0^{BC} \Rightarrow M_t = 20.6421 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.329}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow M_t > 16.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(20.64; 16.54) \Rightarrow M_t = 20.64 \text{ KN.m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

c) Travée A-B :

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{9.52 \times 3.1}{2} = 14.75 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{9.52 \times 3.1}{2} = -16.96 \text{ KN}$$

d) Travée B-C :

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{24.90 \times 3.64}{2} = -45.31 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{24.90 \times 3.64}{2} = 52.11 \text{ KN}$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2$$

Tableau 3.20 Ferrailage de la poutre de chaînage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cat}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
En travée	20.64	0.0741	0.0964	0.269	2.203	3.75	3HA14 = 4.62
En appuis	-14.945	0.0536	0.069	0.27	1.577	3.75	3HA14 = 4.62

3.5.1. Vérification a L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.647 \leq \tau_{adm} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Calcul des armatures transversal :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_1; h/35; b/10) = \min(12; 30/35; 30/10) = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espaceur :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.3(0.136 - 0.3 \times 2.1)} = 0.144 \Rightarrow S_t > 0 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{4.52 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.25} = 1.08 \text{ m}$$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espaceur $S_t \leq \min(h; 15) \text{ cm}$.

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

3.5.2. Vérification à l'ELS :

Tableau 3.21 Vérification de l'état limite de compression du béton.

zone	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée en	15.22	6.67	37276	2.7	15	Vérifier
appuis en	-11.02	5.004	2135	0.25	15	Vérifier

Vérification de l'état limite de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Rightarrow \frac{30}{334} = 0.089 < 0.145 \quad \text{non vérifier} \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

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

La condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$j = G_{pch} + G_{cc-rev} \times l_0 = 2.81 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{pch} + G_{cc} \times l_0 + G_{mur} = 10.604 \text{ KN/ml}$$

$$p = G_{pch} + (G_{cc} + Q_{cc}) \times l_0 + G_{mur} = 14.62 \text{ KN/ml}$$

$$f_{adm} = 0.5 + \left(\frac{l}{1000}\right) = \frac{334}{1000} + 0.5 = 0.83 \text{ cm}$$

Tableau 3.22 Vérification de la flèche

j (KN/ml)	g (KN/ml)	p (KN/ml)	f (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
2.81	10.604	14.62	0.12	0.83	Vérifier

- Choix de ferrailage :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Pour } A_l' \text{ on choisit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2. \\ \text{Pour } A_l^a \text{ on choisit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2. \\ \text{Pour } A_l \text{ on choisit } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

3.5.3. Schéma de ferrailage

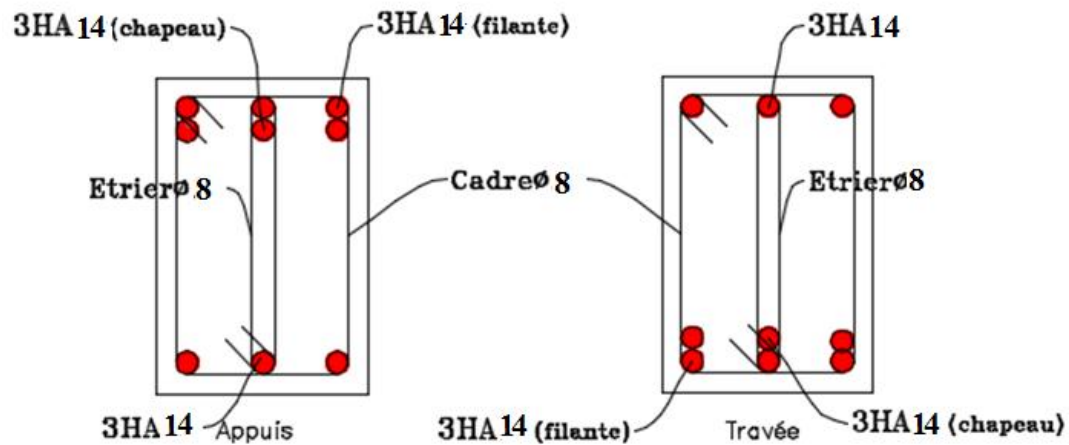


Figure 3.9 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.6. Etude de l'ascenseur

3.6.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes vers les différents niveaux de la construction.

3.6.2. Caractéristique de l'ascenseur :

F_c : charge due à la cuvette = 145 kn

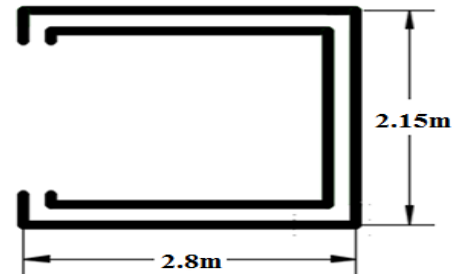
P_m : charge due à la salle machine = 82 kn

D_m : charge due à l'ascenseur = 15 kn

Poids de 8 personnes = 630 kg

V : la vitesse de levage = 1m/s

$P = 1500 + 8200 + 630 = 103,3$ kn.



3.6.3. Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 2.15$ m et $l_y = 2.80$ m donc une surface $S = 6.02$ m²

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40}; \quad \text{Soit } e = 15 \text{ cm.}$$

3.6.4. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement de 5cm.}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{6.02} = 24.08 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 29.08 \text{ KN/m}^2$$

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

Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 40,76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.11 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments réels :

En travée

$$\text{Sens x-x' : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.19 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -4.49 \text{ KN.m}$$

➤ calcul du ferrailage

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.23 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous chargement uniformément répartie

	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	At (cm ² /ml)	Aa (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Sens x-x	9.54	4.49	2.84	1.31	1.33
Sens y-y	5.19	4.49	1.52	1.31	1.2

- Choix des barres

En travée

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14; \text{é cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$A^x = A_a^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 32.51 \text{ kn} \Rightarrow \tau_u = 0.31 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS :

$$q_s = G_{totale} + Q = 30.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.19 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.16 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.812 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.24 \text{ KNm}$$

$$\text{Appui} : M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -3.676 \text{ KNm}$$

Récapitulation des résultats :

Tableau 3.24. Vérification de l'état limite de compression du béton

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Sens x-x'	3.82	63953	4.67	15	Vérifié
Sens y-y'	3.36	5001	3.51	15	Vérifié
appui	3.35	5001	2.46	15	Vérifié

➤ Cas d'une charge concentrée

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

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge.

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

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

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

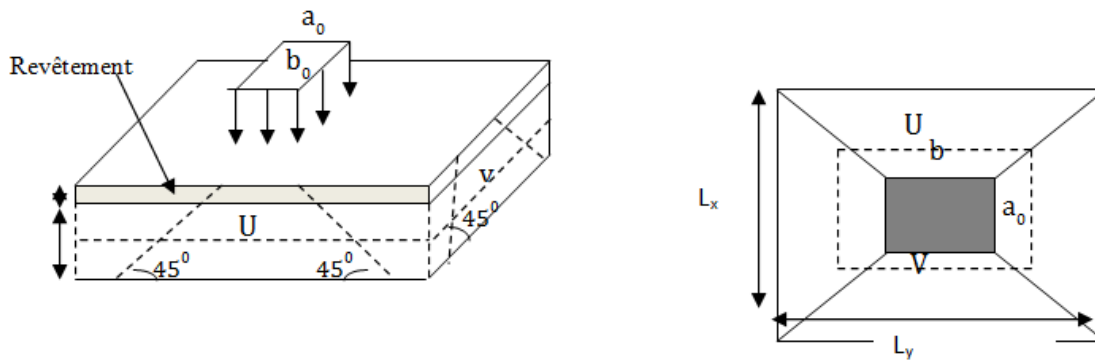


Figure 3.10 Schéma représentant la surface d'impacte

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

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

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$

- Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow P_u = 139.45KN$$

Tableau 3.25 calcule de ρ

$\rho = \frac{lx}{ly}$	$\frac{u}{lx}$	$\frac{v}{ly}$	$\rho = 0.77$	$\frac{u}{lx} = \frac{105}{215} = 0.488$	$\frac{v}{ly} = \frac{105}{208} = 0.375$
------------------------	----------------	----------------	---------------	--	--

En utilisant l'abaque de **Pigeaud** on obtient (ANEXE 03):

$$M_1 = 0.112; \quad M_2 = 0.081$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{x2} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.112 = 15.61 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 139.45 \times 0.081 = 11.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ kn/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.27 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.23 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17.88 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.52 \text{ KNm} \end{cases}$$

En travée : $M_t^x = 0.85 \times 17.88 = 15.198 \text{ kn.m}$; $M_t^y = 0.85 \times 12.52 = 10.64 \text{ kn.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times 17.88 = -7.15 \text{ kn.m}$

3.6.5. Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Tableau 3.26 Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée

	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	At (cm ² /ml)	Aa (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Sens x-x	17.88	7.15	5.51	2.11	1.3
Sens y-y	12.52	7.15	3.77	2.11	1.3

- Choix des barres

En travée

$$A_t^x = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad A_t^y = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$A_a^x = A_a^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification à l'ELU

- Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm.}$$

$$P_u = 139.45 \text{ kN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $P_u = 139.45 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN}$

- Vérification de l'effort tranchant

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

On a $u = v$; $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 44.23 \text{ kN}$ alors, $\tau_u = 0.34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots$ Vérifiée

- Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 103.3 \text{ kN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 20.35 \text{ kNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 20.51 \text{ kNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ kN}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.83 \text{ kNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.23 \text{ kNm}$$

$$\text{Superposition des moments : } \begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 22.18 \text{ kNm} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 21.74 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Les moments en travées et en appuis : } & \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 18.85 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 18.48 \text{ kNm} \end{cases} \\ & M_{ax} = M_{ay} = -0.4 * M_{0x} = -8.87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Vérification des contraintes

Tableau 3.27 Vérification de l'état limite de compression du béton

	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	3.88	63953	1.12	15	Vérifiée
En appui	3.33	5001	0.59	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0012 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.6. Schéma de ferrailage

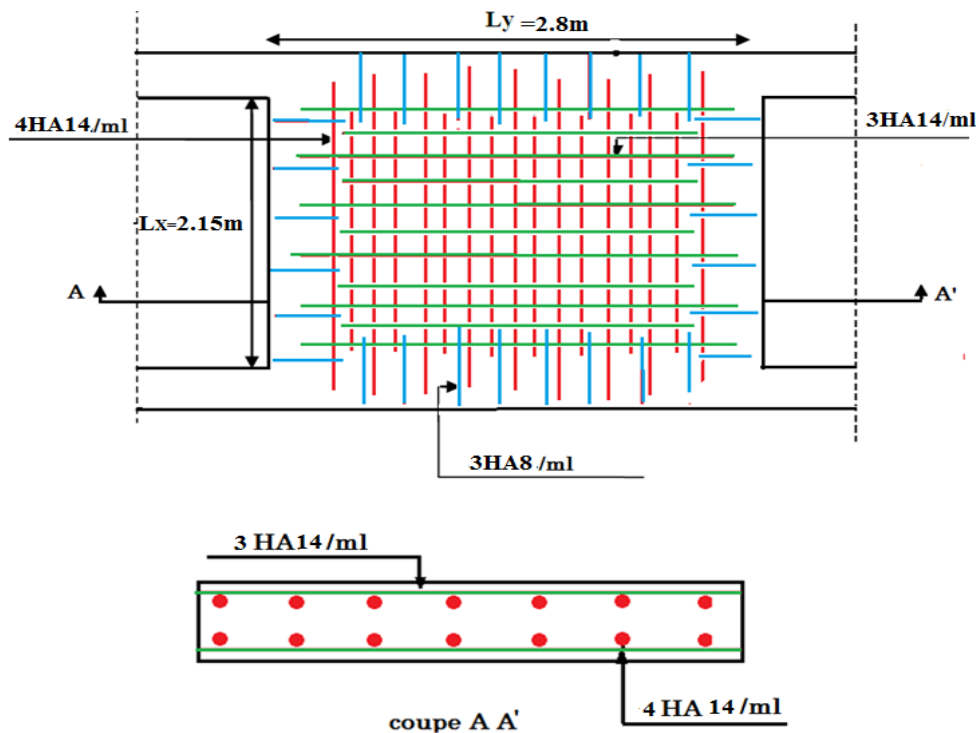


Figure 3.11 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

3.7. Etude des escaliers

3.7.1. Etude de l'escalier type 1 (RDC)

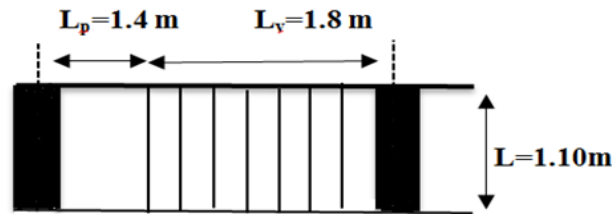


Figure 3.12 Escalier type 1 (RDC)

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Ce type d'escalier est composé de : palier (e = 15 cm) ; volée (e = 15 cm).

- A. Etude de la Volée (I)

On a: $G_v = 7.72 \text{ kn/m}^2$; $G_p = 4.38 \text{ kn/m}^2$; $Q = 2.5$

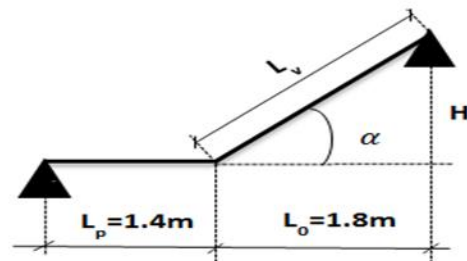
A.1. Combinaison de charge

ELU: $q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 14.172 \text{ kn/m}$;

$q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 9.663 \text{ kn/m}$.

ELS: $q_v = G_v + Q = 10.22 \text{ kn/m}$;

$q_p = G_p + Q = 6.88 \text{ kn/m}$.



3.7.2. Les sollicitations

- L'ELU :

Après utilisation de la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 17.74 \text{ kn}$$

$$R_B = 21.29 \text{ kn}$$

$$M_0 = 15.99 \text{ kn.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.85 M_0 = 13.59 \text{ kn.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -7.99 \text{ kn.m}$$

$$V_{ELU} = 21.29 \text{ kn}$$

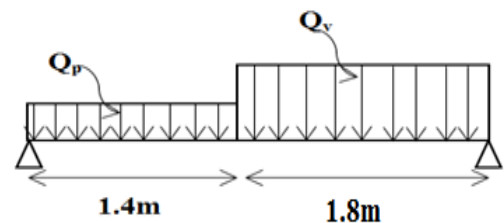


Figure 3.13 Schéma statique de l'escalier type 1

- L'ELS :

Après calcul on trouve : $\begin{cases} RA = 12.69 \text{ kn} \\ RB = 15.53 \text{ kn} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M0 = 14.49 \text{ kn.m} \\ Mt = 0.85M0 = 9.77 \text{ kn.m} \\ Ma = -0.5M0 = -4.59 \text{ kn.m} \\ Vser = 22.29 \text{ kn} \end{cases}$

3.7.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h).

Avec : $\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} Mt = 13.59 \text{ kn.m} \\ Ma = 7.99 \text{ kn.m} \end{cases}$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.28 Résumé des résultats de ferrailage

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	13.59	0.056	0.0731	0.126	3.09	5HA10=3.39
En appuis	7.99	0.0334	0.042	0.127	1.799	3HA10=2.36

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28} / f_c = 0.23.1.0.13.2 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U \leq \overline{\tau_U} \quad \overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{23.98}{1 \times 0.13} \times 10^{-3} = 0.18 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 art (A.5.2.2)}$$

$\tau_U = 0.18 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_r \geq \frac{At}{4}$; $\frac{At}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

En appuis : $A_r \geq \frac{Aa}{4}$; $\frac{Aa}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

- Espacement des barres

Armatures principales : $St \leq \min (3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$; On adopte $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

Armature de répartition : $St \leq \min (4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$; On adopte $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 33 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

3.7.4. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de l'état limite de compression du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.29 vérifications de l'état limite de compression du béton

	Ms (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	9.77	3.05	5608.7	5.33	15	Vérifiée
En travée	4.59	2.51	3844.8	2.9	15	Vérifiée

3.7.5. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition non-vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification de la flèche.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.30 Vérification de la flèche pour le type I

Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
3.77		7.06			9.77	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
3.574	189550	0.0034	6.039	2.416	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
70.70		132.38			183.08	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvg} (cm ⁴)
0	0.0675	0.20903	208506	148098	92150	179259
Evaluation des flèches						
f _{ij} (cm)		f _{ig} (cm)		f _{ip} (cm)		f _{vg} (cm)
0.008		0.0016		0.0334		0.0373
Δf _t = 0.499mm < f _{adm} = 6.4mm						

3.7.6. Schéma de ferrailage

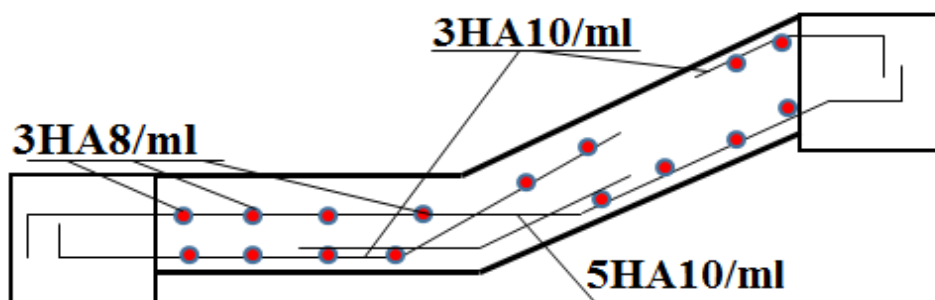


Figure 3.14 Schéma de ferrailage de la volée I

3.7.7. Etude de l'escalier type 2

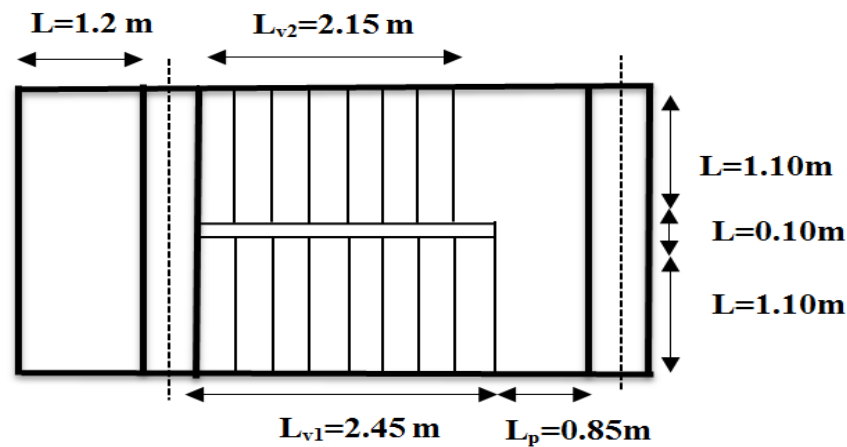


Figure 3.15 Escalier type 2

Ce type d'escalier est composé de : palier (e = 15 cm) ; volée (e = 15 cm).

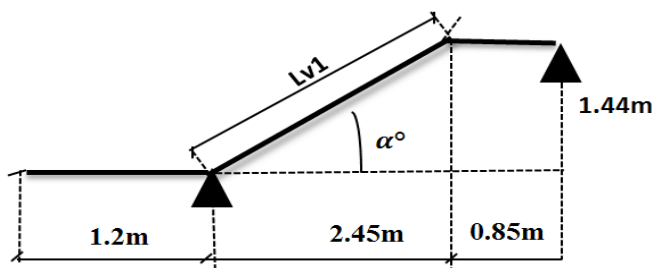
Etude de la Volée (I)

On a: $G_v = 7.14 \text{ kn/m}^2$; $G_p = 4.38 \text{ kn/m}^2$; $P_{\text{mur}} = 7.89 \text{ kn/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

- a. Combinaison de charge

ELU: $q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 13.33 \text{ kn/m}$; $q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 9.66 \text{ kn/m}$

ELS: $q_v = G_v + Q = 9.64 \text{ kn}$; $q_p = G_p + Q = 6.88 \text{ kn/m}$



3.7.8. Les sollicitations

- L'ELU :

Après utilisation de la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 49.91 \text{ kn}$$

$$R_B = 13.35 \text{ kn}$$

$$M_0 = 9.97 \text{ kn.m}$$

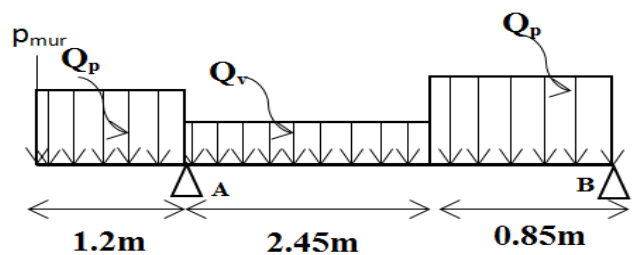


Figure 3.16 Schéma statique de l'escalier type 2 (volée I)

$$M_t^{\max} = 0.85 M_0 = 8.84 \text{ kn.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -19.73 \text{ kn.m}$$

$$V_{\text{ELU}} = 22.24 \text{ kn}$$

- L'ELS :

$$\text{Après calcul on trouve : } \begin{cases} RA = 36.12 \text{ kn} \\ RB = 9.49 \text{ kn} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = 12.62 \text{ kn.m} \\ Mt = 0.85M_0 = 6.27 \text{ kn.m} \\ Ma = -0.5M_0 = -14.42 \text{ kn.m} \\ V_{\text{ser}} = 16.14 \text{ kn} \end{cases}$$

3.7.9. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h).

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} Mt = 8.84 \text{ kn.m} \\ Ma = 19.73 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.31 Résumé des résultats de ferrailage

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	8.84	0.036	0.047	0.127	1.99	1.569	2HA12=2.26
En appuis	19.73	0.082	0.107	0.124	4.56	1.569	5HA12=5.56

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e) = (0.23 \cdot 1.0 \cdot 13.2 \cdot 1) / 400 = 1.569 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On a : $A > A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U \leq \overline{\tau_U} \quad \overline{\tau_U} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\text{max}}}{bd} = \frac{22.24}{1 \times 0.13} \times 10^{-3} = 0.17 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

BAEL99 art (A.5.2.2)

$\tau_U = 0.2 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_r \geq \frac{At}{4}$; $\frac{At}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit 3HA8 = $1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis : $A_r \geq \frac{Aa}{4}$; $\frac{Aa}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit 3HA8 = $1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Espacement des barres

Armatures principales : $St \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$; On adopte $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

Armature de répartition : $St \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$; On adopte $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 33 \text{ cm en appuis} \end{cases}$

- Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de l'état limite de compression du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.32. vérification de l'état limite de compression du béton

	Ms (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	6.27	3.92	8995.21	2.73	15	Vérifiée
En appui	14.42	3.57	7545.74	6.83	15	Vérifiée

3.7.10. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition non-vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification de la flèche.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

- pour la partie (A-B)

Tableau 3.33 Vérification de la flèche pour l'escalier type 2

Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
4.22		7.84			10.73	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.70	188570.9	0.0018	11.56	4.62	32456.59	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
147.94		274.66			375.90	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvg} (cm ⁴)
0	0.102	0.239	207428	9493	55084	140722
Evaluation des flèches						
f _{ij} (cm)		f _{ig} (cm)		f _{ip} (cm)		f _{vg} (cm)
0.068		0.227		0.653		0.561
Δf _t = 0.86 mm < f _{adm} = 6.6mm						

3.7.11. Schéma de ferrailage

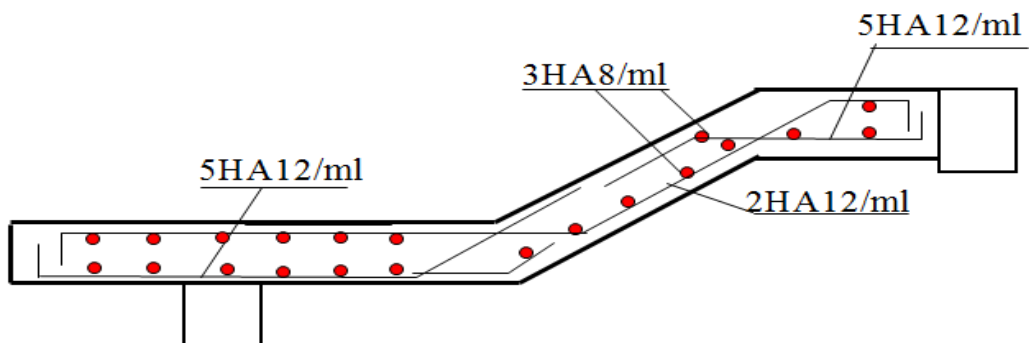


Figure 3.17 Schéma de ferrailage de l'escalier type 2 (Volée I)

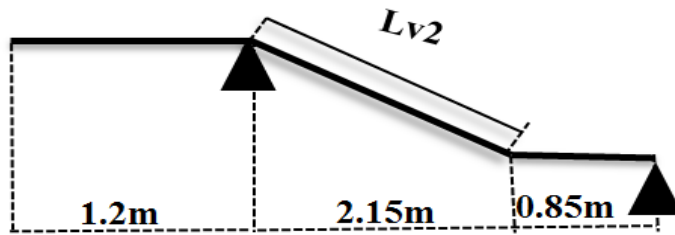
Etude de la Volée (II)

On a: $G_v = 7.72 \text{ kn/m}^2$; $G_p = 4.38 \text{ kn/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$; $P_{mur} = 7.89 \text{ kn/m}^2$

- a. Combinaison de charge

ELU: $q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 14.17 \text{ kn/m}$; $q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 9.66 \text{ kn/m}$

ELS: $q_v = G_v + Q = 10.22 \text{ kn}$; $q_p = G_p + Q = 6.88 \text{ kn/m}$



3.7.12. Les sollicitations

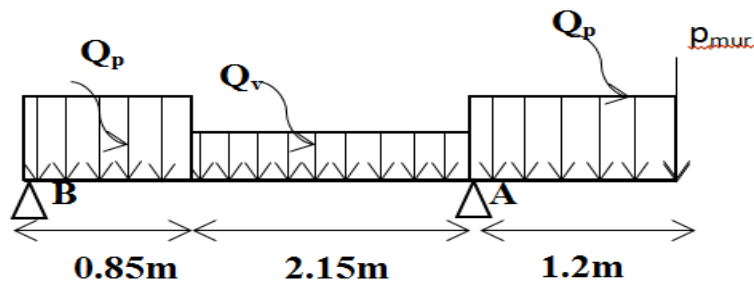


Figure 3.18 Schéma statique de l'escalier type 2(volée II)

- L'ELU :

Après utilisation de la méthode RDM, on trouve :

$$R_A = 49.54 \text{ kn}$$

$$R_B = 11.38 \text{ kn}$$

$$M_0 = 7.69 \text{ kn.m}$$

$$M_{tmax} = 0.85 M_0 = 6.54 \text{ kn.m}$$

$$M_a = - 0.5 M_0 = - 3.84 \text{ kn.m}$$

$$V_{ELU} = 22.24 \text{ kn}$$

- L'ELS :

Après calcul on trouve : $\begin{cases} RA = 35.88 \text{ kn} \\ RB = 8.08 \text{ kn} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M0 = 10.9 \text{ kn.m} \\ Mt = 0.85M0 = 4.63 \text{ kn.m} \\ Ma = -0.5M0 = -14.42 \text{ kn.m} \\ Vser = 16.14 \text{ kn} \end{cases}$

3.7.13. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h).

Avec : $\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} Mt = 6.54 \text{ kn.m} \\ Ma = 19.73 \text{ kn.m} \end{cases}$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.34. Résumé des résultats de ferrailage

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
En travée	6.54	0.02	0.034	0.128	1.46	1.569	2HA12=2.26
En appuis	19.73	0.082	0.107	0.124	4.56	1.569	5HA12=5.65

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e) = (0,23 \cdot 10 \cdot 13,2 \cdot 1) / 400 = 1,569 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On a : $A > A_{min}$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U \leq \overline{\tau_U} \quad \overline{\tau_U} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{22,24}{1 \times 0,13} \times 10^{-3} = 0,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 art (A.5.2.2)}$$

$\tau_U = 0,2 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_r \geq \frac{At}{4}$; $\frac{At}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

En appui : $A_r \geq \frac{Aa}{4}$; $\frac{Aa}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

- Espacement des barres

Armatures principales : $St \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$; On adopte $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 20 \text{ cm en appui} \end{cases}$

Armature de répartition : $St \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$; On adopte $\begin{cases} 25 \text{ cm en travée} \\ 33 \text{ cm en appui} \end{cases}$

- d. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de l'état limite de compression du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.35.vérification de l'état limite de compression du béton

	Ms (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	4.63	3.92	8995.21	2.02	15	Vérifiée
En appui	14.42	3.57	7545.74	6.83	15	Vérifiée

3.7.14. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivante sont vérifiées, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition non-vérifié.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification de la flèche.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

- pour la partie (A-B)

Tableau 3.36. Vérification de la flèche pour l'escalier type 2 (volée II)

Evaluation des moments en travées						
M _{jser} (kn.m)		M _{gser} (kn.m)			M _{pser} (kn.m)	
3.11		6.87			9.26	
Propriétés de la section						
Y (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.7	18857.091	0.0018	11.56	4.62	32456.6	10818.86
Contraintes						
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)			σ _{sp} (MPa)	
108.9		204.87			324.51	
Inerties fictives						
U _j	U _g	U _p	I _{fij} (cm ⁴)	I _{fig} (cm ⁴)	I _{fip} (cm ⁴)	I _{fvg} (cm ⁴)
0	0.045	0.17	207428	13617	68491	171524
Evaluation des flèches						
f _{ij} (cm)		f _{ig} (cm)		f _{ip} (cm)		f _{vg} (cm)
0.042		0.14		0.375		0.333
Δf _t = 0.52 mm < f _{adm} = 6mm						

3.7.15. Schéma de ferrailage

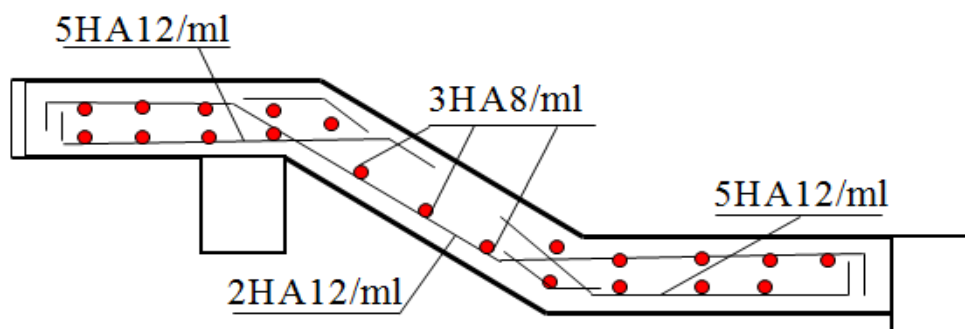


Figure 3.19 Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

3.8. Etude de la poutre palière

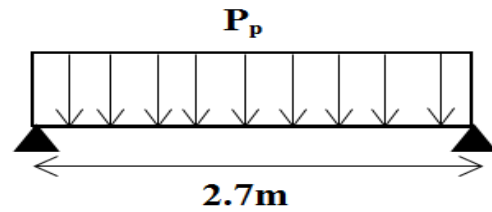
3.8.1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 16 \text{ cm} < h < 24 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

On prend: $h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.



RPA99/2003 (Art:7.5.1)

La condition de la torsion n'est pas vérifiée on augmente la section

On prend: $h = 45 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$.

- 2. Les charges sur la poutre

g_0 : poids propre de la poutre ; avec $g_0 = 25 \times 0.45 \times 0.45 = 5.06 \text{ kn/ml}$

3.8.2. Les sollicitations sur la poutre palière

- L'ensemble des sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 3.37. Récapitulation de l'ensemble des sollicitations

ELU	ELS
$R_A = 49.91 \text{ kn/m}$	$R_A = 36.12 \text{ kn/ml}$
$g_0 = 5.06 \text{ kn/ml}$	$g_0 = 5.06 \text{ kn/ml}$
$P_u = 1.35(g_0) + R_A$	$P_s = g_0 + R_A$
$P_u = 56.74 \text{ kn/ml}$	$P_s = 41.18 \text{ kn/ml}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 51.7 \text{ kn.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 37.53 \text{ kn.m}$
$M_t = 0.85 \times M_0 = 43.95 \text{ kn.m}$	$M_t = 0.85 \times M_0 = 31.90 \text{ kn.m}$
$M_a = -0.4M_0 = -20.68 \text{ kn.m}$	$M_a = -0.4M_0 = -15.01 \text{ kn.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 76.60 \text{ kn}$	

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau 3.38. Section d'armature à la flexion simple

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	43.93	0.037	0.047	0.42	3.00	2.33
En appuis	20.68	0.018	0.022	0.43	1.40	2.33

- armatures transversales à la flexion simple

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 0.45 \times 0.2 / 400 = 0.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec, } S_t = 20 \text{ cm}$$

RPA99 (Art 7.5.2.2)

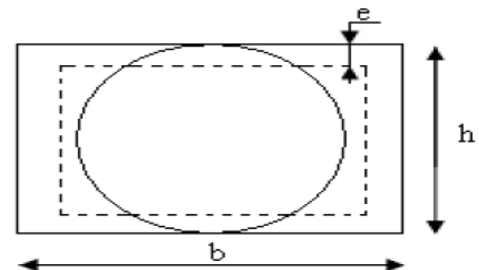
- Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment dans la paillasse M_a (au niveau de l'appui), engendre une torsion dans la poutre palière.

$$M_{tor} = M_a = 49.91 \text{ kn.m/ml} ; \quad M_{tor}^{max} = M_{tor} \times \frac{L}{2} = 69.79 \text{ kn.m}$$

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

BAEL (Art A.5.4.22)



U : Périmètre de la section de la poutre palière.

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

e : Épaisseur de la paroi.

$$e = \phi / 6 = b / 6 = 7.5 \text{ cm} .$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 1406.25 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.5 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales en torsion

$$A_{long}^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{69.79 \times 10^{-3} \times 1.5 \times 1.15}{2 \times 0.1406 \times 348} = 12.30 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales en torsion

$$A_t^{tors} = \frac{M_{tor}^{max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

Si on fixe S_t à 20 cm ; $A_t^{tors} = \frac{69.79 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.1406 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$

- Section d'armatures longitudinales globale

En travée :

$$A_l^t = A_{flexion} + \frac{A_{long}^{tors}}{2} = 3 + \frac{12.38}{2} = 9.19 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A^a = A_a + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.4 + \frac{1.64}{2} = 2.22 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{tors}^2 + \tau_{flex}^2}$ or $\tau_{flex} = 0.63 \text{ MPa}$

$$\tau_{tors} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{43.95}{2 \times 0.1406 \times 0.075} = 2.08 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

- Choix des armatures

Pour A_l^t on choisit 8HA14 = 12.32 cm²

Pour A^a on choisit 4HA12 = 2.52 cm²

Pour A_{trans} on choisit 2 cadre $\Phi 8$ = 2.01 cm²

- Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 10.12 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 16.84 \text{ cm}^2 \quad \text{RPA 2003(Art 7.5.2.1)}$$

3.8.3. Schéma de ferrailage

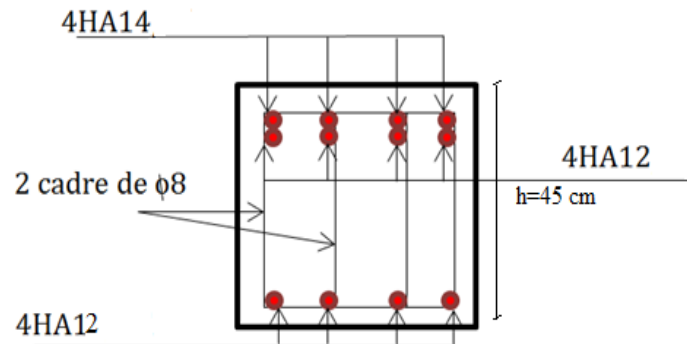


Figure 3.20 Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.8.4. Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Tableau 3.39. Vérification des contraintes

	Mser (kn)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	31.898	10.42	9658	3.14	15
En appui	15.01	7.47	50941	2.2	15

- Evaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.016 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{A_t}{b \times d} = 0.0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Donc, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre 4

Chapitre 4 Étude sismique

4.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

Selon le **RPA99/ version 2003**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètre (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'**article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (voiles+ portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

4.2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m*1m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ($V_{x_{dyn}}$ et $V_{y_{dyn}}$).

4.3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

4.3.1. La Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

4.3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

4.4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

W : Poids total de la structure

R : Coefficient de comportement de la structure

Q : Facteur de qualité

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Vérifié	0
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.00
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.00
04	Régularité en élévation	Non Vérifié	0.00
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non Vérifié	0.00
06	Contrôles d'exécution	Non Vérifié	0.1

Remarque :

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,1 \\ Q_y = 1, 1 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 35680,359 \text{ KN}$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où, $\eta = 0,816$

$$\text{On a un site meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

4.4.1. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 38.76 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 16,78 \text{ m} \\ L_y = 14,15 \text{ m} \end{cases}$$

Donc,
$$\begin{cases} T_x = \min(0,852 \text{ s}, 1,01 \text{ s}) = 0,852 \text{ s} \\ T_y = \min(0,927 \text{ s}, 1,01 \text{ s}) = 0,927 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,207 \\ D_y = 1,136 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1356,29 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1276,31 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

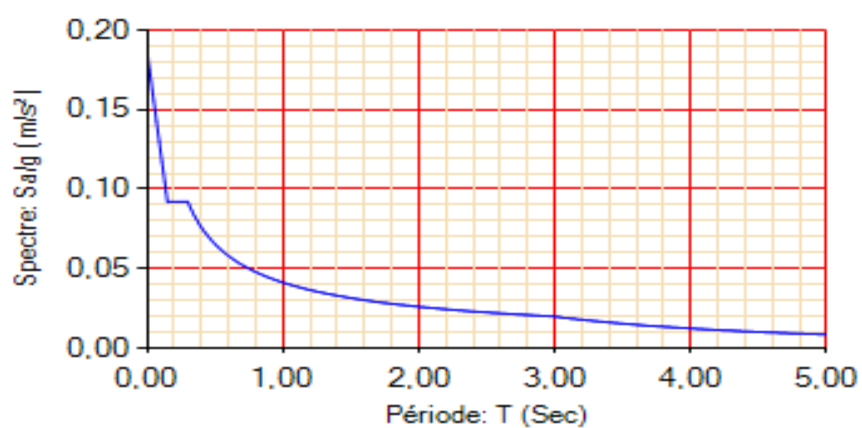


Figure 4.1 Spectre de réponse

Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenus les résultats suivants :

4.4.2. Disposition des voiles de contreventement :

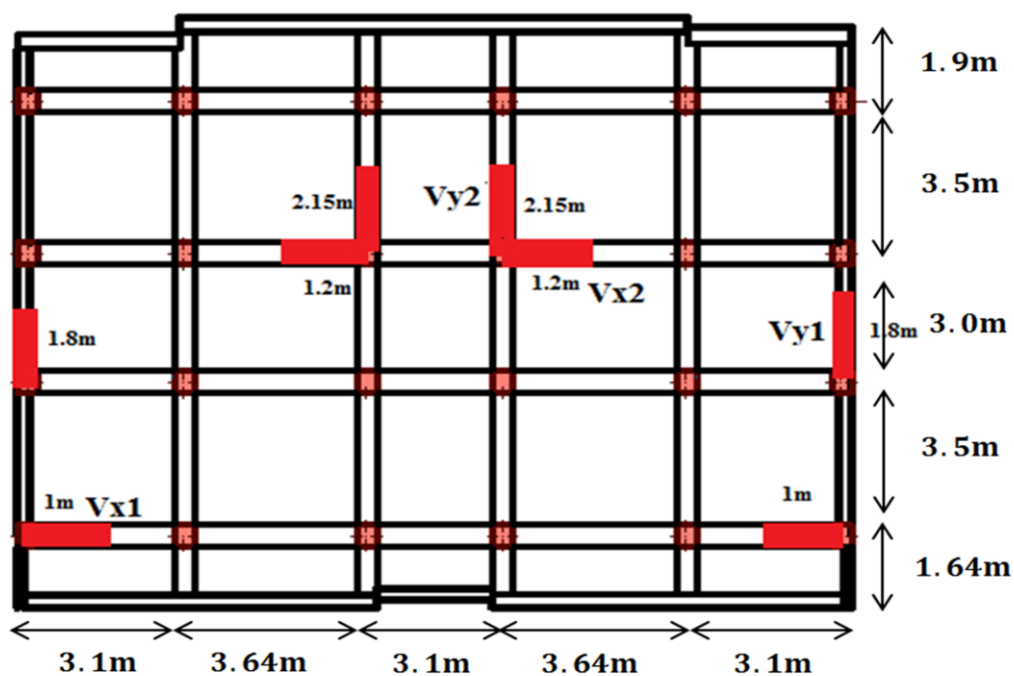


Figure 4.2 Disposition des voiles de contreventement

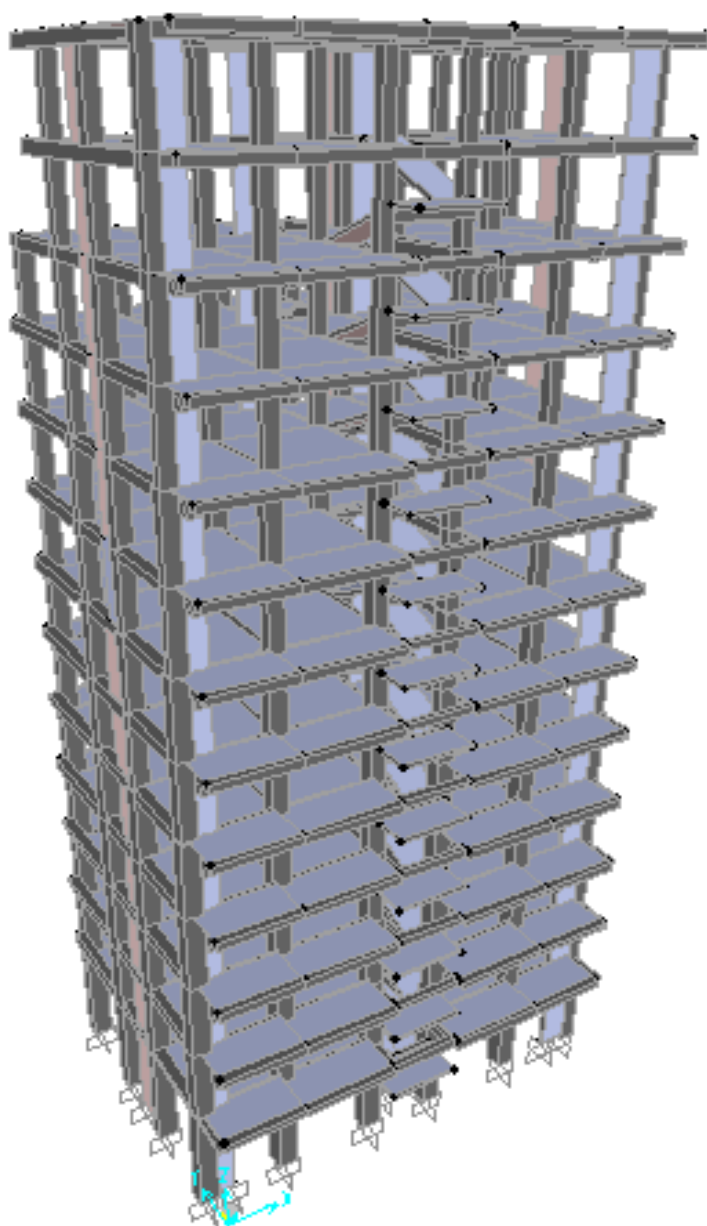


Figure 4.3 . Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14

4.4.3. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 Périodes et taux de participation massique de la structure

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	1,0085	76,429	0,003299	76,429	0,003299
2	0,891072	0,002412	70,743	76,431	70,746299
3	0,878131	0,093	0,07	76,524	70,816229
4	0,338478	11,283	0,00001055	87,8071	70,816309
5	0,300008	0,155	0,003494	87,9624	70,81666
6	0,281793	0,00001625	15,289	87,9624	86,10565
7	0,193347	4,065	0,0001157	92,0274	86,10582
8	0,16744	0,243	0,003042	92,2704	86,10885
9	0,15111	0,0001163	0,902	92,2715	87,0108
10	0,15067	0,000002375	0,06	92,2716	87,07085
11	0,150183	0,0006908	4,28	92,27	91,353

Interprétation des résultats obtenus :

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000 V14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

$$\text{Période majorées de 30\%} \begin{cases} T_x = 1.105 \text{ s} \\ T_y = 1.205 \text{ s} \end{cases}$$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X. $T_X=1.105s$

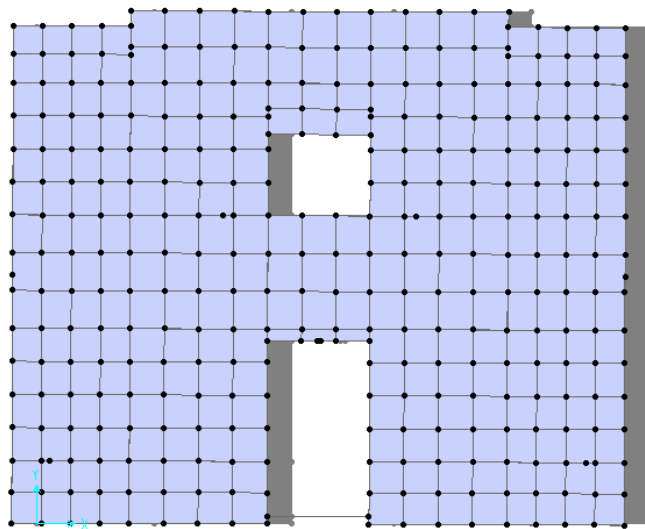


Figure 4.4 Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y. $T_Y=1.205s$

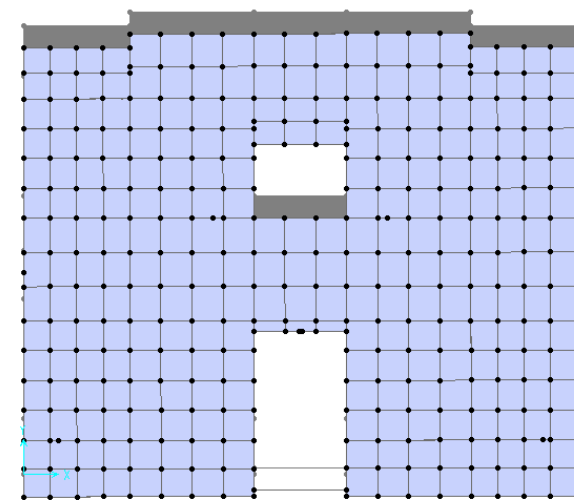


Figure 4.5 Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

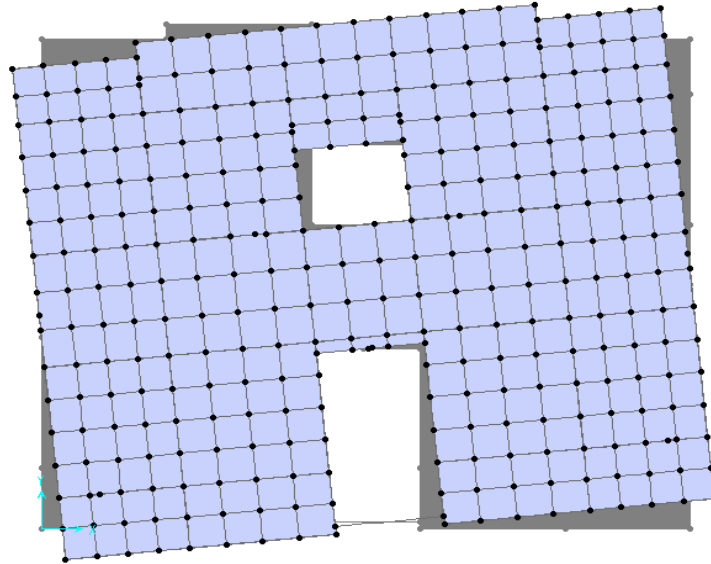


Figure 4.6 Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

4.4.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

- Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- ✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticale

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	33133,793	5731,863	85,25211	14,74789
1	29004,429	5975,813	82,9166	17,0834
2	26332,08	5388,907	83,01154	16,98846
3	23978,426	4529,243	84,11219	15,88781
4	21402,681	3965,022	84,3698	15,6302
5	18592,073	3612,107	83,73231	16,26769
6	15944,887	3149,23	83,5068	16,4932
7	13190,124	2792,216	82,52937	17,47063
8	10685,365	2290,176	82,35005	17,64995
9	7967,48	2002,981	79,91085	20,08915
10	5517,112	1537,76	78,20286	21,79714
11	3372,192	1061,604	76,05654	23,94346
12	1599,456	579,574	73,4022	26,5978

Remarque : l'interaction verticale n'est pas vérifiée pour les 3 derniers étages car le nombre de portique à diminuer donc les voiles travaillent plus que les portiques.

Tableau 4.4 Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	1009,037	298,291	77,18316	22,81684	713,579	597,254	54,43706	45,56294
1	878,716	378,58	69,88935	30,11065	506,794	640,503	44,17287	55,82713
2	851,136	341,032	71,39396	28,60604	533,842	543,388	49,55692	50,44308
3	823,436	301,883	73,17356	26,82644	559,064	452,8	55,2509	44,7491
4	779,491	275,093	73,91455	26,08545	558,792	392,093	58,76547	41,23453
5	716,652	259,919	73,38453	26,61547	506,556	381,39	57,04806	42,95194
6	674,944	217,203	75,6539	24,3461	512,829	306,893	62,56133	37,43867
7	573,769	220,41	72,24681	27,75319	416,904	321,615	56,45136	43,54864
8	528,612	162,56	76,48053	23,51947	435,046	214,81	66,94498	33,05502
9	407,397	164,834	71,1945	28,8055	331,586	220,403	60,07112	39,92888
10	348,11	92,637	78,98182	21,01818	325,508	115,833	73,75431	26,24569
11	191,003	113,875	62,64899	37,35101	193,95	117,517	62,26984	37,73016
12	143,41	34,202	80,74342	19,25658	185,939	55,014	77,16816	22,83184

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

4.4.5. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.5 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8 V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1358,48	1085,0297	Vérifiée
Suivant Y-Y	1406,48	1021,046	Vérifiée

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

4.4.6. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6 Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	4,08	0,0012	0,006	0	0,006	0.147	0,00073	0,00365	0	0,00365	0.089
01	2,89	0,0027	0,0135	0,006	0,0075	0.259	0,00168	0,0084	0,00365	0,00475	0.164
02	2,89	0,0044	0,022	0,0135	0,0085	0.294	0,00282	0,0141	0,0084	0,0057	0.19
03	2,89	0,0062	0,031	0,022	0,009	0.31	0,00407	0,02035	0,0141	0,00625	0.21
04	2,89	0,0079	0,0395	0,031	0,0085	0.29	0,00539	0,02695	0,02035	0,0066	0.22
05	2,89	0,0094	0,047	0,0395	0,0075	0.259	0,00674	0,0337	0,02695	0,00675	0.23
06	2,89	0,0109	0,0545	0,047	0,0075	0.259	0,008067	0,040335	0,0337	0,00665	0.23
07	2,89	0,0123	0,0615	0,0545	0,007	0.24	0,00943	0,04715	0,040335	0,00681	0.235
08	2,89	0,0134	0,067	0,0615	0,0055	0.19	0,01073	0,05365	0,04715	0,0065	0.224
09	2,89	0,0145	0,0725	0,067	0,0065	0.22	0,011977	0,059885	0,05365	0,00623	0.215
10	2,89	0,0153	0,0765	0,0725	0,004	0.13	0,01377	0,06885	0,059885	0,0089	0.307
11	2,89	0,0161	0,0805	0,0765	0,004	0.138	0,014188	0,07094	0,06885	0,00209	0.072
12	2,89	0,0167	0,0835	0,0805	0,003	0.103	0,01517	0,07585	0,07094	0,00491	0.169

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.4.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i : \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _K	Δ _k	V _k (KN)	θ _K
RDC	4,08	35636,73	0,006	1307,328	0,04008707	0,00365	1310,833	0,0243211
01	2,89	32034,55	0,0075	1257,296	0,06612178	0,00475	1147,297	0,04589217
02	2,89	29040,41	0,0085	1192,168	0,07164507	0,0057	1077,23	0,05317057
03	2,89	26092,08	0,009	1125,319	0,07220674	0,00625	1011,864	0,0557659
04	2,89	23217,15	0,0085	1054,584	0,06475133	0,0066	950,885	0,05576053
05	2,89	20318,56	0,0075	976,571	0,05399487	0,00675	887,946	0,05344564
06	2,89	17473,28	0,0075	892,147	0,05082782	0,00665	819,722	0,04893854
07	2,89	14626,47	0,007	794,179	0,04460889	0,00681	738,519	0,04670313
08	2,89	11884,5	0,0055	691,172	0,03272349	0,0065	649,856	0,04113195
09	2,89	9144,196	0,0065	572,231	0,03041158	0,00623	551,989	0,03573993
10	2,89	6493,126	0,004	440,747	0,02039044	0,0089	441,341	0,04563857
11	2,89	4102,779	0,004	304,878	0,01862577	0,00209	311,467	0,00952609
12	2,89	2046,138	0,003	177,612	0,01195876	0,00491	240,953	0,01442734

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

4.4.8. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tableau 4.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	Combinaisons	γ	Observation
RDC	0,4225	2829.704	G+Q+Ey	0,268	Vérifiée
Etages 1 et 2	0,3900	2546.128	G+Q+Ex	0,261	Vérifiée
Etages 3 et 4	0,3600	1994.976	G+Q+Ex	0,222	Vérifiée
Etages 5 et 6	0,3300	1481.53	G+Q+Ey	0,180	Vérifiée
Etages 7 et 8	0,2750	1046.513	G+Q+Ey	0,152	Vérifiée
Etages 9 et 10	0,2250	654.575	G+Q+Ey	0.116	Vérifiée
Etages 11 et 12	0,2025	291.934	G+Q+Ey	0.058	Vérifiée

4.4.9. Conclusion

Après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des dimensions des poteaux par rapport au premier dimensionnement on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/2003 (justification d'interaction voiles-portiques, effort normal réduit,...), ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structuraux et de conclure ce chapitre.

- Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 Tableaux des dimensions des éléments

Niveau	RDC	1er et 2ème	3ème et 4ème	5ème et 6ème	7ème et 8ème	9ème et 10ème	11ème et 12ème
cm2)poteaux)	65*65	60*65	60*60	55*60	50*55	45*50	45*45
voiles(cm)	25	20	20	15	15	15	15
cm2)pp)	35*35						
cm2)ps)	35*35						

Chapitre 5

Chapitre 5 Etude de ferrailage des éléments structuraux

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferrailage des éléments structuraux de notre bloc. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par le logiciel « SAP2000 V14 ».

5.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ils sont donc calculés à la flexion composée. Les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans logiciel SAP2000 V14 comme suit :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Les sollicitations à considérer sont : $N_{max} \rightarrow M_{corr}$; $N_{min} \rightarrow M_{corr}$; $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

Tableau 5.1 Les différentes sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V (kn)
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)	
RDC	-2897,04	-105,6698	-11,954	41,5745	156,8282	-1419,54	135,375
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	-2546,128	-87,3114	-17,718	72,4879	112,8373	-1292,154	124,245
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	-1994,976	-79,4855	-76,043	78,2708	-100,5946	-1064,143	106,161
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	-1551,879	14,576	-95,882	72,5341	-97,5521	-816,351	84,299
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	-1144,318	9,2491	-59,138	60,4448	-83,8828	-591,892	66,473
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	-755,433	8,1645	17,993	32,3313	-64,5671	-477,141	47,649
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	-357,524	17,857	27,533	-9,13	56,4169	-85,249	42,899

- Recommandation du RPA 99/ version 2003
- Les armatures longitudinales
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimale utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (l_{min}) est de 40ϕ en zone IIa.
- L'espacement (S_t) 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 définie par l' et h' :

$$l' = 2h ; \quad h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	65*65	33,8	169	253,5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65*60	31,2	156	234
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60*60	28,8	144	216
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	60*55	26,4	132	198
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	55*50	22	110	165
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	50*45	18	90	135
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	45*45	16,2	81	121.5

- **Les armatures transversales**

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Un Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique « λ_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 : $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; A_t/t \cdot b_1 = 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3; A_t/t \cdot b_1 = 0.8\% \\ \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5; \text{interpoler entre les valeurs précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimums.

5.1.1. Calcul du ferrailage

- Ferrailage longitudinale

Tableau 5.3 Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
RDC	65*65	20,8	33,8	12HA16+8HA14 = 36.45
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65*60	20,8	31,2	12HA16+8HA14 = 36.45
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60*60	19,2	28,8	20HA14= 30 ,79
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	60*55	18,4	26.4	20HA14= 30.79
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	55*50	16,8	22	12HA14+8HA12 = 27.52
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	50*45	15,2	18	20HA12 = 22.62
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	45*45	14,4	16.2	20HA12 = 22.62

- Ferrailage transversale

Exemple de calcul :

On prend pour exemple le poteau (65×65):

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Soit :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,65 \times 3,73}{0,65} = 3,73 \Rightarrow \rho_a = 3,73$$

$$D'où : A_t = \frac{3,73 \times 135,375 \times 10^{-3} \times 15}{65 \times 400} \times 10^4 = 2,91 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone nodale : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ La quantité d'armature minimale

On a $3 < \lambda_g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(15 \times 65) = 4,875 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(10 \times 65) = 3,25 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 6 cadre **HA12=6,79 cm²**

Tableau 5.4 Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	B (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_u (kn)	l_r (cm)	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	$A_t^{min zone courante}$ (cm ²)	$A_t^{min zone nodale}$ (cm ²)	A_t^{adtp} (cm ²)
RDC	65*65	1.4	2,611	4,01	135,375	64	10	15	2,91	3,25	4,875	8HA10 = 6.28
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65*60	1.4	1,778	2,96	124,245	64	10	15	2,67	3	4.5	8HA10 = 6.28
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60*60	1.4	1,778	2,96	106,161	56	10	15	2,47	3	4.5	8HA10 = 6.28
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	60*55	1.4	1,778	3,23	84,299	56	10	15	1,97	2,75	4,125	8HA10 = 6.28
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	55*50	1.2	1,778	3.55	66,473	56	10	15	1,69	2.5	3.75	8HA8 = 4.02
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	50*45	1.4	1,778	3.95	47,649	56	10	15	1,34	2,25	3.275	8HA8 = 4.02
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	45*45	1.4	1,778	3.95	42,899	56	10	15	1,33	2,25	3,275	8HA8 = 4.02

Conformément au **CBA93 (Art A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ Vérifications

- Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **CBA99 (Art B.8.2.1.)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau du sous-sol avec $l_0 = 2.85$ m

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

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α : Coefficient fonction de l'élanement λ . $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.73 = 2.611 \text{ m}$ (Longueur de flambement).

$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0.101 \text{ m}$ (Rayon de giration).

$\lambda = 3.73 \rightarrow \alpha = 0.824$

$B_r = (65 - 2) \times (65 - 2) = 3969 \text{ cm}^2$ (Section réduite)

$$N_u = 0.824 \times \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{36.45 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] \times 10^3 = 7101,08 \text{ KN}$$

$N_{max} = 2829,704 \text{ KN} < N_u = 7590.9 \text{ KN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement}$

- Le tableau suivant résume les résultats de calcul pour l'ensemble des poteaux :

Tableau 5.5 Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{max} (KN)	N_u (KN)	observation
RDC	65*65	4.08	2,611	13,918	0,824	36.45	3969	2829,704	7101,08	vérifier
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65*60	2.89	1,778	10,266	0,836	36.45	3654	2546,128	6716,83	vérifier
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60*60	2.89	1,778	10,266	0,836	30.79	3364	1994,976	6103,29	vérifier
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	60*55	2.89	1,778	10,266	0,836	30.79	3074	1551,879	5654.32	vérifier
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	55*50	2.89	1,778	12,322	0,829	27.52	2544	1144,318	4699.04	vérifier
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	50*45	2.89	1,778	12,322	0,829	22.62	2064	755,433	3820.86	vérifier
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	45*45	2.89	1,778	13,687	0,825	22.62	1849	357,524	3473,95	vérifier

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

- Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau :

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

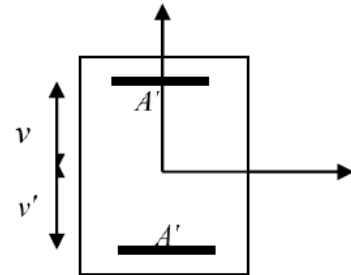
$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$

$$V' = h - V$$

$$S = b \times h + 15 \times (A + A'), \text{ (Section homogène).}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.6 Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	B (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (kn)	M _{serG} (kn.m)	σ _{b1} (MPa)	σ _{b2} (MPa)	σ _{bc} (Mpa)
RDC	65*65	62	36,45	38,565	26,435	0,0224	1966,72	164,8	4,94	6,6	15
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65*60	57	36,45	35,913	24,087	0,0179	1777,71	139,9	4,84	6,44	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60*60	57	30,79	35,513	24,487	0,0162	1451,93	125,8	4,31	5,93	15
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	60*55	57	30,79	35,905	24,095	0,0152	1134,21	114,1	3,71	5,25	15
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	55*50	47	27,52	30,08	19,92	0,0088	836,34	85,5	3,33	4,98	15
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	50*45	47	22,62	30,098	19,902	0,0072	552,22	65,1	2,73	4,25	15
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	45*45	42	22,62	27,394	17,606	0,0053	261,59	54,1	1,57	3,09	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

- Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.7 Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	B (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (kn)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
RDC	65*65	2,611	4,01	0.04	62	135,375	0,336	1	Vérifier
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65*60	1,778	2,96	0.04	57	124,245	0,335	1	Vérifier
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	60*60	1,778	2,96	0.04	57	106,161	0,31	1	Vérifier
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	60*55	1,778	3,23	0.04	57	84,299	0,269	1	Vérifier
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	55*50	1,778	3.55	0.04	47	66,473	0,257	1	Vérifier
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	50*45	1,778	3.95	0.04	47	47,649	0,225	1	Vérifier
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	45*45	1,778	3.95	0.04	42	42,899	0,227	1	Vérifier

- Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement : $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 70 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

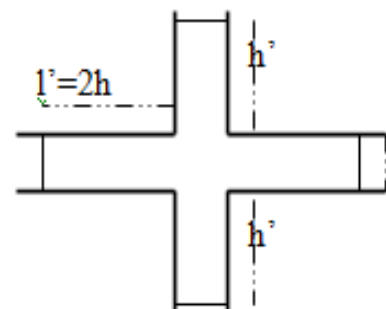
$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 40 \text{ cm}$

$\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 40 \text{ cm}$

- Détermination de la zone nodale (zone critique)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.



La longueur à prendre pour chaque barre est donnée comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2h$$

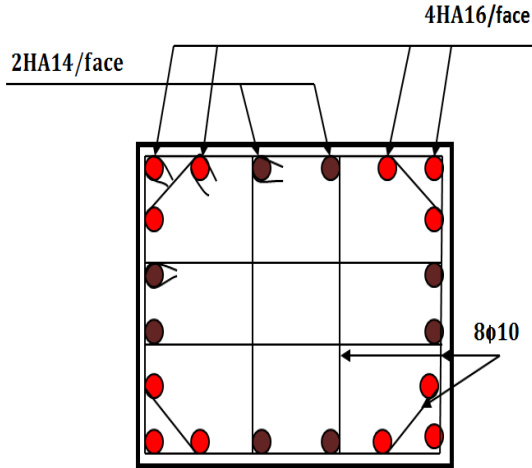
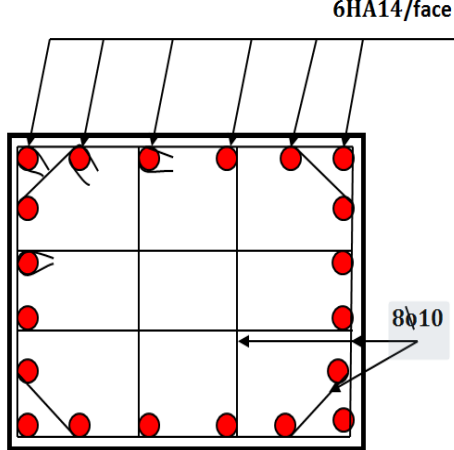
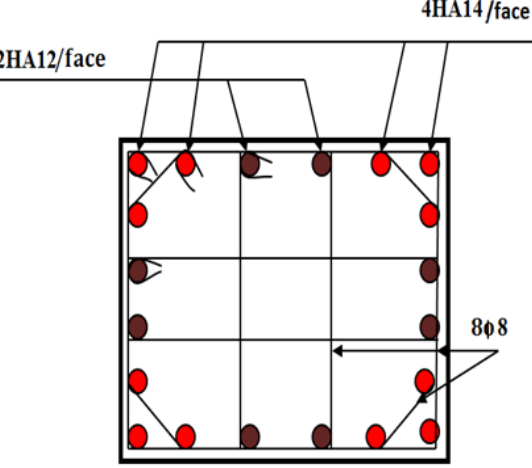
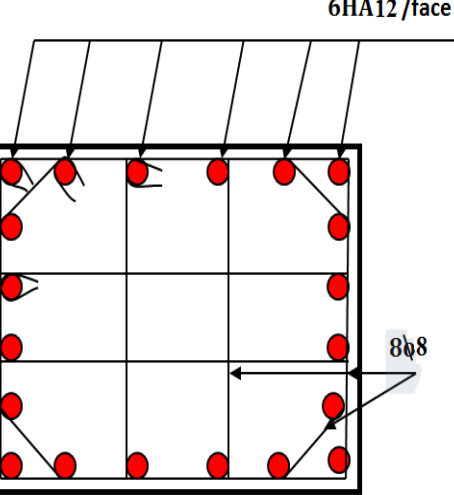
h : Hauteur de la poutre principale ($h = 40 \text{ cm}$)

h_e : Hauteur de chaque niveau

$$\text{RDC} \begin{cases} h' = 68 \text{ cm} \\ l' = 70 \text{ cm} \end{cases}; \text{ autre étages} \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

5.1.2. Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau 5.8 Schéma de ferrailage des poteaux de chaque niveau

RDC et 1+2 étage	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
	
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	9 ^{ème} au 12 ^{ème} étage
	

5.2. Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000 V14, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- Recommandations du RPA99/ version2003
- Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{min} = 0.5\% b * h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% de la section de la poutre en zone courante.
- 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone II_a.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les armatures transversales (Art 7.5.2.2) :
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% S_t \times h$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$, Zone nodale (Zone II).
- $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- La valeur du diamètre ϕ_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.

5.2.1. Calcul du ferrailage

➤ Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×35) la plus sollicitée Avec

les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_a = -63,5564 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELU) \\ M_t = 53,1264 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \end{cases}$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63,5564 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,32^2 \times 18,47} = 0,096 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,096 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096}) = 0,126 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,3m$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{63,5564 \times 10^{-3}}{0,3 \times 348} \times 10^4 = 6,25 \text{ cm}^2$$

Calcul de A :

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53,1264 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,32^2 \times 18,47} = 0,081 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,081 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) = 0,106 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,354m$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{53,1264 \times 10^{-3}}{0,354 \times 348} \times 10^4 = 4,41 \text{ cm}^2$$

Calcul de A :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.9 Armatures longitudinales des poutres

Plancher	Type de poutre	Section (cm ²)	Local	M (kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Choix des barres
Etages courants	Poutre principale	35*35	appuis	63,56	6,25	6,125	6,88	3HA14+2HA12
			travée	53,13	4,41		5,75	3HA14+1HA12
	Poutre secondaire	35*35	appuis	60,19	5,03	6,125	6,88	3HA14+2HA12
			travée	58,82	4,91		5,75	3HA14+1HA12
Terrasse inaccessible	Poutre principale	35*35	appuis	59,08	5,77	6,125	6,88	3HA14+2HA12
			travée	31,99	2,61		3,39	3HA12
	Poutre secondaire	35*35	appuis	33,59	2,74	6,125	3,39	3HA12
			travée	17,31	1,61		3,39	3HA12

- Vérification des armatures selon le RPA99/2003
- Pourcentage maximum des armatures longitudinales

$$poutre\ principale \begin{cases} en\ zone\ courante: A_{max} = 4\%b.d = 49\ cm^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \\ en\ zone\ de\ recouvrement: A_{max} = 6\%b.d = 73,5\ cm^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

$$poutre\ secondaire \begin{cases} en\ zone\ courante: A_{max} = 4\%b.d = 49\ cm^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \\ en\ zone\ de\ recouvrement: A_{max} = 6\%b.d = 73,5\ cm^2 > A_{adpt} \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

- Les longueurs de recouvrement

$$L_r > 40\phi_l$$

$$\phi = 14\ mm \rightarrow L_r = 35 \times 1.4 = 49\ cm ; \text{On adopte } L_r = 50\ cm$$

$$\phi = 12\ mm \rightarrow L_r = 35 \times 1.2 = 42\ cm ; \text{On adopte } L_r = 50\ cm$$

- Les armatures transversales

Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min(\phi_{l\ min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

- **Poutre principale:** $\phi \leq \min(12; 11.4; 40)$ soit $\phi \leq 11.4\ mm$

Donc on adopte un cadre et un étrier de 4HA8 d'où $A_t = 2.01\ cm^2$

- **Poutre principale:** $\phi \leq \min(12; 11.4; 35)$ soit $\phi \leq 11.4\ mm$

Donc on adopte un cadre et un étrier de 4HA8 d'où $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l \min})$ (Art 7.5.2.2)

On adopte un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$ pour toutes les poutres.

- Zone courante : $S_t \leq h/2$ (Art 7.5.2.2)

Pour toutes les poutres on adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_{t \min} = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification à l'ELU
 - Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau 5.10 Vérification de la section minimale

Poutres	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adpt}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
Principales	1.352	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.352	2.01	Vérifiée

- Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Tableau 5.11 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V_u \text{ (kn)}$	$\tau_u \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_u \text{ (MPa)}$	Observation
Principales	141,344	1.26	3.33	Vérifiée
Secondaires	107,379	0.96	3.33	Vérifiée

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives : $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{Ma}{0.9.d})$

Tableau 5.12 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (kn)	M_a (kn.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	141,344	80,0966	4.06	0	Vérifiée
Secondaires	8.01	107,379	70,1885	3.08	0	Vérifiée

- Vérification à l'ELS

- Etat limite de compression du béton

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Tableau 5.13 Vérification de l'état limite de compression du béton

Type de poutre	Section	Localisation	M_{ser} (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Principale	35*35	Appui	47,8131	16,99	58766,27	13,82	Vérifiée
		Travée	21,4622	15,26	42770,86	7,65	Vérifiée
Secondaire	35*35	Appui	24,8234	16,99	58766,27	7,17	Vérifiée
		Travée	20,2514	15,26	42770,86	7,22	Vérifiée

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

- Poutre principale :

$$\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.044 \dots \dots \dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

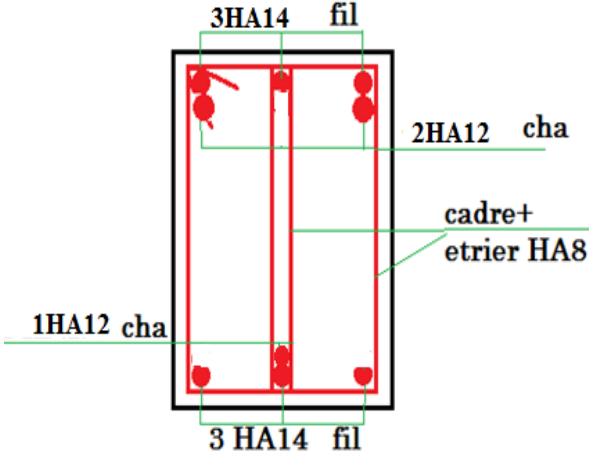
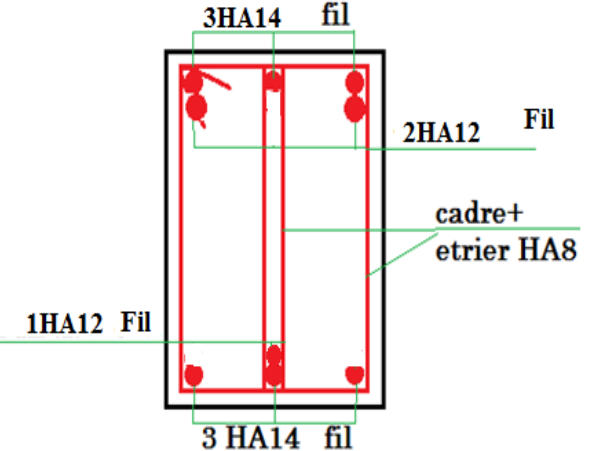
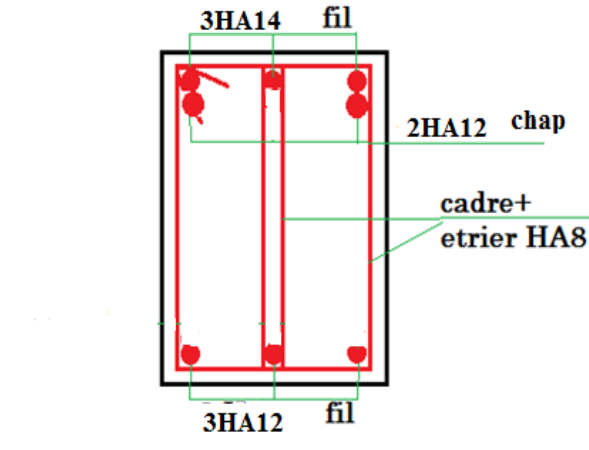
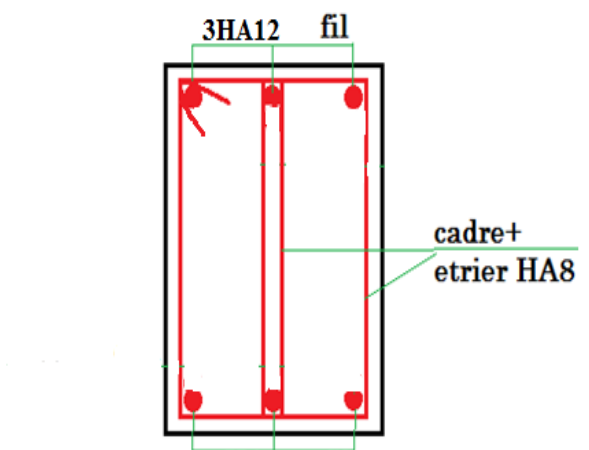
- Poutre secondaire :

$$\frac{h}{l} = 0.096 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.081 \dots \dots \dots \text{vérifiée} ; \frac{A_t}{b \times d} = 0.01 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5.2.2. Schéma de ferrailage des poutres

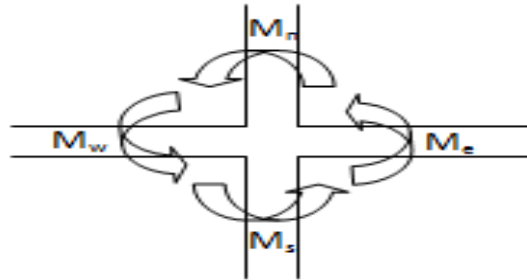
Tableau 5.14 Schéma de ferrailage des poutres

Etage courant	
Poutre principale	Poutre secondaire
	
Terrasse inaccessible	
Poutre principale	Poutre secondaire
	

5.2.3. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$



Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- Détermination du moment résistant

Le moment résistant (MR) d'une section dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

De la quantité d'armature dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$Z = 0.9h; \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Les poteaux

Tableau 5.15 Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	Mn (kn.m)	Ms (kn.m)	Mn + Ms (kn.m)	MR
RDC	65*65	0,585	36,45	742,049	742,049	1484,098	742,049
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	65*60	0,585	36,45	578,606	742,049	1320,655	742,049
3 ^{er} et 4 ^{ème} étages	60*60	0,54	30,79	517,156	578,606	1095,762	578,606
5 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	60*55	0,54	27,52	389,652	517,156	906,808	517,156
7 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	55*50	0,495	22,62	354,229	389,652	743,881	389,652
9 ^{ème} au 10 ^{ème} étage	50*45	0,45	22,62	144,698	354,229	498,927	354,229

➤ Les poutres

Tableau 5.16 Moments résistant dans les poutres

Niveau	Poutre principale (35*35)				Poutre secondaire (35*35)			
	Z (m)	As (cm ²)	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me +Mw) (kn.m)	Z (m)	As (cm ²)	Me = Mw (kn.m)	1.25 (Me +Mw) (kn.m)
RDC	0,315	6,88	75,41	188,525	0,315	6,88	75,41	188,525
1er et 2ème étages	0,315	6,88	75,41	188,525	0,315	6,88	75,41	188,525
3 ^{er} et 4 ^{ème} étages	0,315	6,88	75,41	188,525	0,315	6,88	75,41	188,525
5 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	0,315	6,88	75,41	188,525	0,315	6,88	75,41	188,525
7ème au 8ème étage	0,315	6,88	75,41	188,525	0,315	6,88	75,41	188,525
9ème au 10ème étage	0,315	6,88	75,41	188,525	0,315	6,88	75,41	188,525

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres.

5.3. Les voiles

Le **RPA99/2003 (Art 3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou quatorze mètres de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles travaillent comme des consoles encastrées à la base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$
- Recommandation du RPA99/2003

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

a. armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elle sont disposée en deux nappes parallèles aux faces du voile. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{min} = 0.2 \times L_t \times e \quad \text{Avec : } L_t : \text{longueur de la zone tendue ; } e : \text{épaisseur du voile.}$$

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 . Elles doivent être placées à l'extérieur.

c. armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

d. règle communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% e.h \dots \dots \dots$ dans la section du voile.

$A_{min} = 0.15\% e.h \dots \dots \dots$ dans la zone courante.

$\emptyset_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (exception faite pour les zones d'about).

L'espacement : $S_t \leq \min(11.5e; 30 \text{ cm})$ (pour les armatures verticales et horizontale)

5.3.1. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_v^{min}/voile = 0.15\% \times b \times L_t$: Section d'armatures verticale minimales dans le voile.

$A_v^{cal}/face$: Section d'armature verticale calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adpt}/face$: Section d'armature verticale adoptée pour une seule face du voile.

$N^{br}/face$: Nombre de barres adoptées par face.

$A_h^{min}/voile = 0.15\% \times b \times t$: Section d'armatures horizontale minimales dans le voile.

$A_h^{cal}/face$: Section d'armature horizontale calculée pour une seule face du voile.

$A_h^{adpt}/face$: Section d'armature horizontale adoptée pour une seule face du voile.

Tableau 5.17 Sollicitations dans les voiles Vy1

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V (kn)
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)	
RDC	2052.919	267.425	580.055	758.77	2046.1473	1503.331	307.937
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	2080.172	39.4175	1085.617	701.957	1807.183	1526.946	222.54
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	759.935	4104.74	289.27	1555.83	1503.5	759.935	97.312
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	1173.24	42.912	576.622	422.11	1333.53	861.178	-156.50
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	702.157	29.7	342.87	167.12	726.55	515.415	83.017
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages	491.621	156.3041	237.895	169.46	537.7782	359.819	76.46
11 ^{ème} et 12 ^{ème} étages	210.792	62.157	96.79	117.023	134.15	155.66	55.85

- Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple (V_{y1}) de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

➤ Armatures verticales :

$$\text{Données : } \begin{cases} l = 1.80 \text{ m} \\ d = 1.77 \text{ m} \\ e = 0.25 \text{ m} \\ N = 1503.3 \text{ KN} \\ M = 2046.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_G = \frac{M}{N} = \frac{2046.14}{1503.3} = 1.36 \text{ m} \\ \frac{h}{2} = 0.9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_G = 1.36 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.9 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section d'armatures \Rightarrow Section partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_u^A :

$$M_u^A = M + N \times \left(d - \frac{l}{2}\right) = 2046.14 + 1503.3 \times \left(1.77 - \frac{1.80}{2}\right) = 3354.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3354.01 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.25 \times 1.77^2} = 0.23 \rightarrow \alpha = 0.33 \rightarrow z = 1.53 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{3354.01 \times 10^{-3}}{1.53 \times 400} = 54.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 17.22 \text{ cm}^2$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$Y = 0.59 ; I = bh^3/12 = 0.1215$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y = \frac{1503.33}{0.25 \times 1.8} + \frac{2046.14}{0.1215} \times 0.59 = 13.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y = -6.595 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{6.595 \times 1.8}{13.27 + 6.595} = 0.6 \text{ m}$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est selon la réglementation :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\% \times (e \times L_t) = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_v = 7HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures minimales dans la zone comprimée est selon la réglementation :

$$A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 0.6 \text{ m}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times 0.25 \times 0.6 = 1.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_z = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 307.937 \times 10^{-3}}{0.25 \times 1.77} = 0.97 \text{ MPa}$$

- Espacements des barres horizontales :
- $S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1 \times 0.25 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times s_t = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte alors $A_h = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage des voiles //xx est résumé dans les tableaux suivants, avec :

- ✓ $A_v^{calculée}$: Section d'armatures verticales calculée.
- ✓ $A_h^{calculée}$: Section d'armature horizontale calculée.
- ✓ l_t : Longueur de la zone tendue.
- ✓ l_c : Longueur de la zone tendue.
- ✓ A_{min}^{tendue} : Section d'armatures verticales minimales dans la zone tendue.
- ✓ $A_{min}^{comprimée}$: Section d'armatures verticales minimales dans la zone comprimée.
- ✓ S_t : Espacement

- Exemple de ferrailage des voiles (RDC)

Tableau 5.18 Récapitulation du ferrailage du voile Vx1

Niveau	RDC
L (cm)	100
e (cm)	25
M (kn.m)	752.01
N (kn)	1375.82
Section	Partiellement comprimée
V (kn)	148.28
$\tau = 1.4 V / e \cdot d$ (MPa)	0.86
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00
l_{tendue}	0.36
$l_{comprimée}$	0.28
A_{tendue}^{cal} (cm ²)	11.2
$A_{LTendue}^{min}$ (cm ²)	1.8
$A_{LComprimée}^{min}$ (cm ²)	0.7
A_{Tendue}^{adpt} (cm ²)/fac	6HA16=12.02
St (cm)	10
$A_{comprime}^{adpt}$ (cm ²)/fac	2HA12=2.26
St (cm)	14
A_h^{cal} (cm ²)	1.38
A_h^{min} (cm ²)	0.75
A_h^{adpt} (cm ²)	1.57
N ^{br} /face (cm ² /ml)	2HA10
St (cm)	20

Tableau 5.19 Récapitulation du ferrailage du voile Vx2

Niveau	RDC
L (cm)	120
e (cm)	25
M (kn.m)	855.2
N (kn)	1245.28
Section	Partiellement comprimée
V (kn)	166.431
$\tau = 1.4 V / e \cdot d$ (MPa)	0.8
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00
l_{tendue}	0.29
$l_{comprimée}$	0.62
A_{tendue}^{cal} (cm ²)	8.02
$A_{LTendue}^{min}$ (cm ²)	1.45
$A_{LComprimée}^{min}$ (cm ²)	1.55
A_{Tendue}^{adpt} (cm ²)/fac	8HA16=16.08
St (cm)	7
$A_{comprime}^{adpt}$ (cm ²)/fac	3HA10=3.39
St (cm)	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.24
A_h^{min} (cm ²)	0.75
A_h^{adpt} (cm ²)	1.57
N ^{br} /face (cm ² /ml)	2HA10
St (cm)	20

Tableau 5.20 Récapitulation du ferrailage du voile Vy1

Niveau	RDC
L (cm)	180
e (cm)	25
M (kn.m)	2046.15
N (kn)	1503.33
Section	Partiellement comprimée
V (kn)	307.93
$\tau = 1.4 V / e \cdot d$ (MPa)	0.97
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00
l_{tendue}	0.6
$l_{comprimée}$	0.6
A_{tendue}^{cal} (cm ²)	17.4
$A_{LTendue}^{min}$ (cm ²)	3
$A_{LComprimée}^{min}$ (cm ²)	1.5
A_{Tendue}^{adpt} (cm ²)/fac	8HA16=16.08
St (cm)	15
$A_{comprime}^{adpt}$ (cm ²)/fac	4HA12=3.39
St (cm)	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.56
A_h^{min} (cm ²)	0.75
A_h^{adpt} (cm ²)	2.26
N ^{br} /face (cm ² /ml)	2HA12
St (cm)	20

Tableau 5.21 Récapitulation du ferrailage du voile Vy2

Niveau	RDC
L (cm)	215
e (cm)	25
M (kn.m)	1633.022
N (kn)	2552.94
Section	entièrement comprimée
V (kn)	414.794
$\tau = 1.4 V / e \cdot d$ (MPa)	1.09
$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5.00
l_{tendue}	1.075
$l_{comprimée}$	0
A_{tendue}^{cal} (cm ²)	0
$A_{LTendue}^{min}$ (cm ²)	5.375
$A_{LComprimée}^{min}$ (cm ²)	0
A_{Tendue}^{adpt} (cm ²)/fac	10HA12=11.31
St (cm)	20
$A_{comprime}^{adpt}$ (cm ²)/fac	0
A_h^{cal} (cm ²)	1.88
A_h^{min} (cm ²)	0.75
A_h^{adpt} (cm ²)	2.26
$N^{br}/face$ (cm ² /ml)	2HA12
St (cm)	20

5.3.2. Exemple de schéma de ferrailage – V_{y1} –

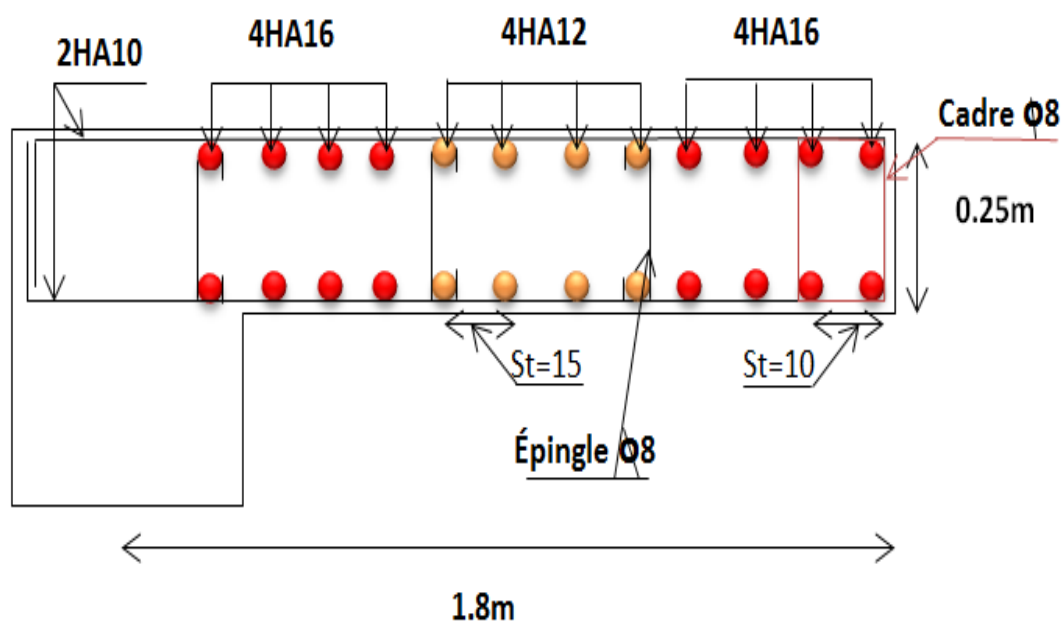


Figure 5.1 Schéma de ferrailage du voile V_{y1} au niveau RDC

Chapitre 6

Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

6.1. Choix de type des fondations

6.2. Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivant :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axe des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est **1.20 bar** à une profondeur de 4.20 m.

D'après le **RPA99/2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$
- $G+Q$

6.3. Etude des fondations

Le choix des fondations

6.3.1. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

6.3.2. Semelles isolées

Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $G+Q$
- $1.35G+1.5Q$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$ (1)

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} * 1.5 \text{ (2)}$$

N=2829,704KN (effort normal du poteau(RDC) le plus sollicité donné par le logiciel SAP 2000V14)

Donne :

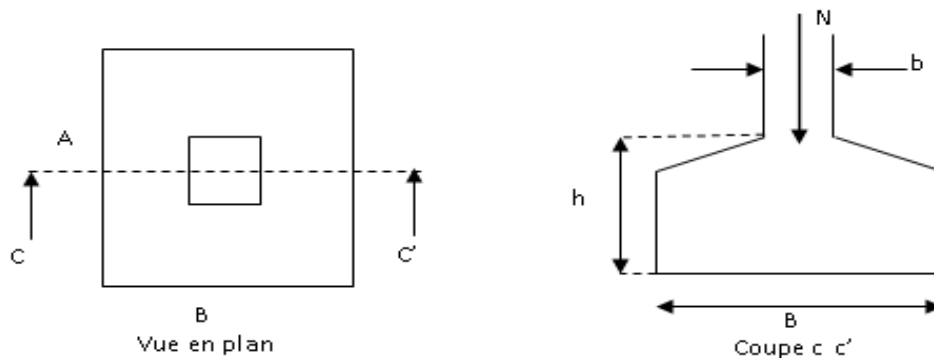


Figure 6.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A donné (1) et 2) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2,829}{0,1}} = 5,31 \text{ m} \text{ (1)}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2,829}{0,15}} = 4,34 \text{ m} \text{ (2)}$$

L_{min} (entre axe de poteaux) = 3 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

6.3.3. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous le portique (3) formé de 6 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6

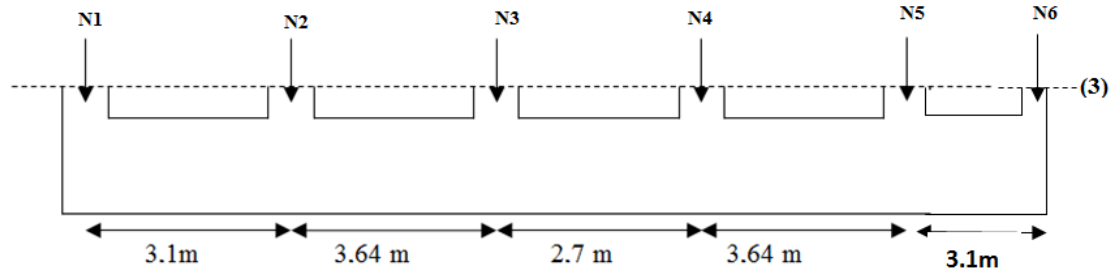


Figure 6.2 schémas d'une semelle filante

$$\text{Avec : } N = \sum_{i=1}^{i=5} = 1645,89 + 1494,1 + 2414,27 + 2001,2 + 1481,74 + 1618,64 = 10658,84 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10658,84 \times 10^{-3}}{1 \times 16,18} = 6,58 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

6.4. Radier générale

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution.

$$S_{cal} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} = \frac{43258,997}{0,1} = 432.589 \text{ m}^2 \quad \text{et } S_{bat} = 236.8752 \text{ m}^2$$

On voit bien que $S_{cal} > S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier qui déborde.

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.

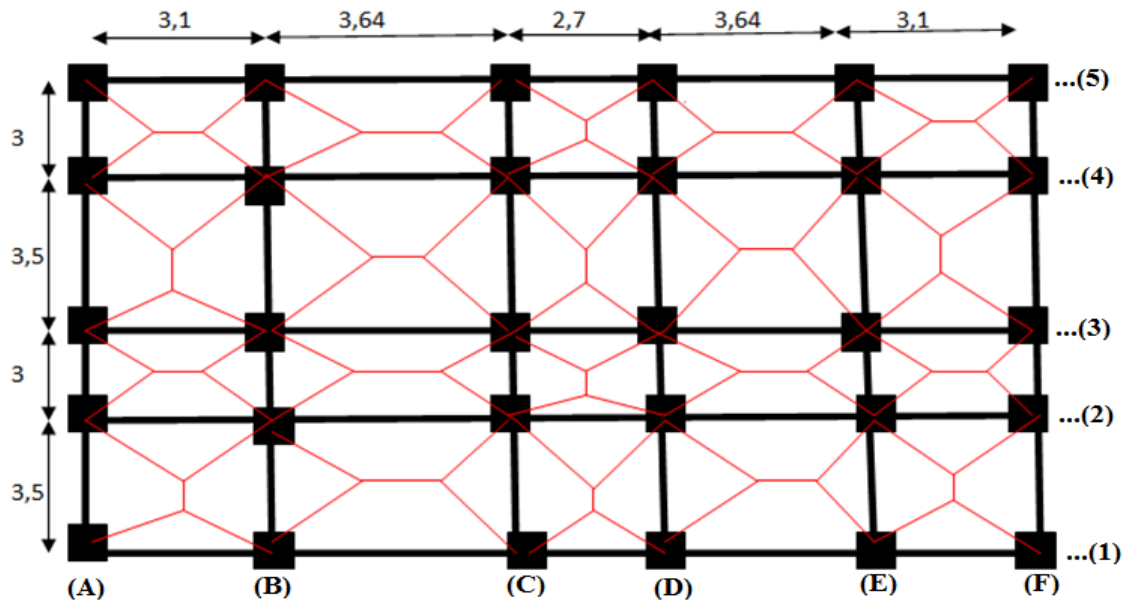


Figure 6.3 Schéma de rupture de la dalle du radier

- La condition de coffrage

Radier :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max} = 3.64 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$h_r \geq 18.2 \text{ cm soit: } h_r = 30 \text{ cm}$$

- Vérification de la condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{max} \quad \text{Avec :} \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * K * L_{max}^4}{\pi^4 * E}} = \sqrt[3]{\frac{48 * 4 * 10^4 * 3.64^4}{\pi^4 * 3.216 * 10^7}} \geq 47.59 \text{ cm}$$

On opte pour les épaisseurs suivantes : $\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} \\ h_r = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Les vérifications nécessaires

➤ Vérification au poinçonnement

D'après le **CBA93 (Art A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$\mu_c = 2(A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.75 = 1.4 \text{ m} \\ B = b + h = 0.65 + 0.75 = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu_c = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 2897.04 \text{ kn} \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} = 3150 \text{ kn}$$

• Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.25 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N'_u * L_{\max}}{2 * S} = \frac{60815.986 * 3.64}{2 * 236.87} = 467.271 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{467.27 * 10^{-3}}{1 * 0.25} = 1.86 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$N'_u = N_u + 1.35 g_0 = 59039.422 + (0.3 \times 25 \times 236.87) = 60815.986 \text{ kn}$$

g_0 : Poids propre du radier

• Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

D'après le programme SOCOTEC, on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 1576,7 \text{ m}^4 \quad ; X_G = 8,09 \text{ m} \quad ; M_x = 35770,7604 \text{ kn.m}$$

$$I_y = 3969,1 \text{ m}^4 \quad ; Y_G = 7,3 \text{ m} \quad ; M_y = 13,3965 \text{ kn.m}$$

➤ Sens xx

$$\sigma_x = \frac{N'_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_x}{I_x} Y_G$$

$$N'_s = N_s + g_0 = 43258,997 + (0.3 \times 25 \times 14,64 \times 16,18) = 45035,561$$

g_0 : Poids propre du radier

$$\sigma_1 = \frac{N'_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{45.035}{236.8752} + \frac{35.770}{1576.7} \times 7.3 = 0.191 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'_s}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{45.035}{331.77} - \frac{35.770}{1576.7} \times 7.3 = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.19 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma} = 0.1 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens x-x n'est pas vérifiée.

➤ Sens yy

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.18 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma} = 0.1 \text{ MPa} \quad \sigma_y = \frac{N'_s}{S_{radier}} \pm \frac{M_y}{I_y} X_G$$

$$\sigma_1 = \frac{N'_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{42,936}{236,8752} + \frac{0,01339}{3969,1} \times 8,09 = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N'_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{42,936}{236,8752} - \frac{0,01339}{3969,1} \times 10.66 = 0.18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon les deux sens, on doit augmenter la surface du radier jusqu'à :

$$S_{radier} = \frac{4N'_s}{4 \times \bar{\sigma} - 2 \frac{M_y}{I_y} \times X_G} = 447,14 \text{ m}^2$$

Remarque : la longueur du débord D à prendre est :

$$\text{Pour } D = 3 \text{ m on a } S_{radier} = S_{bat} + P \times D = 450 \text{ m}^2$$

D : débord ; P : périmètre du radier

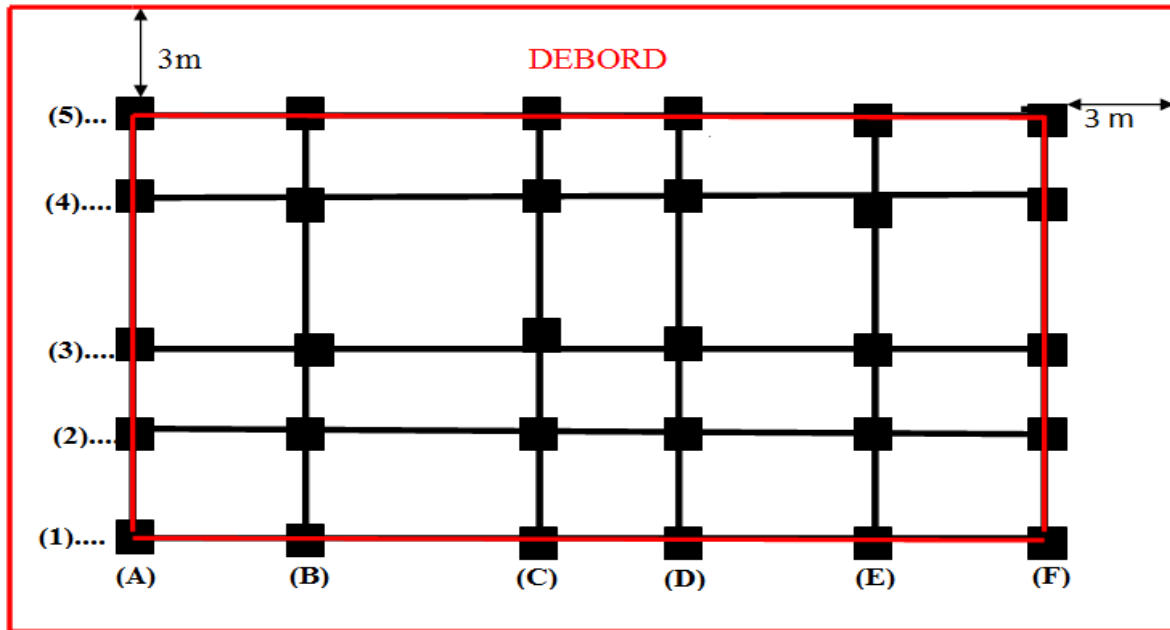


Figure 6.4 Schéma représentatif du radier avec débord

- Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99/2003 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

B : Longueur, largeur du radier

$$\text{Sens xx} : e = \frac{35770,7604}{59039,422} = 0,6 \text{ m} < \frac{22,16}{4} = 5,54 \text{ m}$$

$$\text{Sens yy} : e = \frac{13,3965}{59039,422} = 0,00022 \text{ m} < \frac{20,64}{4} = 5,16 \text{ m}$$

- Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

H : La hauteur d'ancrage du bâtiment = 4 m

S_{rad} : Surface du radier = 450 m²

γ_w : Poids volumique de l'eau = 10 kn/m³

$$N = 59039,422 \text{ kn} \geq 1.5 \times 4 \times 450 \times 10 = 27000 \text{ kn}$$

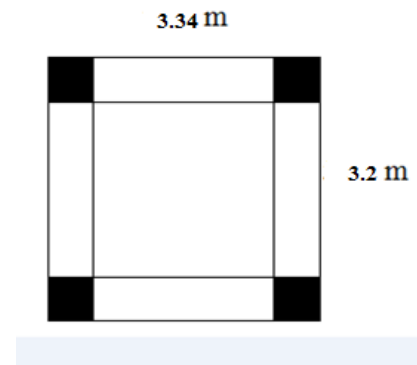
6.5. Ferrailage du radier général

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

6.5.1. Calcul des sollicitations

➤ A L'ELU

$$\begin{aligned} \text{➤ } Q_u &= \frac{N'_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{N_u + 1.35g_0}{450} = \frac{59039,422 + 1.35 \times (25 \times 0,3 \times 450)}{450} = \\ &= \frac{63595,672}{450} = 141,3237 / m^2 \end{aligned}$$



Avec N_u : l'effort normal ramené par la superstructure.

g_0 : Poids propre du radier

$$L_x = 3,20 \text{ m} ; L_y = 3,34 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0,0410 \times 141,3237 \times 3,2^2 = 59,33 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,8875 \times 59,33 = 52,65 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 44,5 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 39,48 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -29,66 \text{ kn.m}$$

6.5.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$

Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{(3-\rho)}{2} = 0.0008 \times 1 \times 0,3 \times \frac{(3-0,95)}{2} = 2,46 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0,3 = 2,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En appui : $A_{minx} = A_{miny} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.1 Sections des armatures du radier

Localisation		M_t (kn.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)
Travée	X_X	44,5	6,89	2,46	6 HA14 = 6,79
	Y_Y	39,48	5,65	2,4	6 HA12 = 6,79
Appui		29,66	3,81	3,26	4 HA12 = 4,52

6.5.3. Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{141,3237 \times 3,2}{2} \times \frac{3,34^4}{3,2^4 + 3,34^4} = 122,729 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{122,729}{1 \times 0,25} = 0,49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

➤ A P E L S

$$Q_s = \frac{N'_s}{S_{radier}} = \frac{N_s + g_0}{450} = \frac{43258,997 + (25 \times 0,3 \times 450)}{450} = \frac{46633,997}{450} = 103,631 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 43,50 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 38,61 \text{ kn.m}$$

Moments en travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 32,62 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 28,96 \text{ kn.m} \end{cases}$

Moments en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -21,75 \text{ kn}$

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau 6.2 Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	X_X	32,62	403020,7	10,5	8,49	72,24
	Y_Y	28,96	197867,86	8,74	12,79	90,58
Appui		21,75	137881,54	7,26	11,45	101,13

On remarque que les contraintes dans l'acier sont vérifiées

6.5.4. Schéma de ferrailage du radier

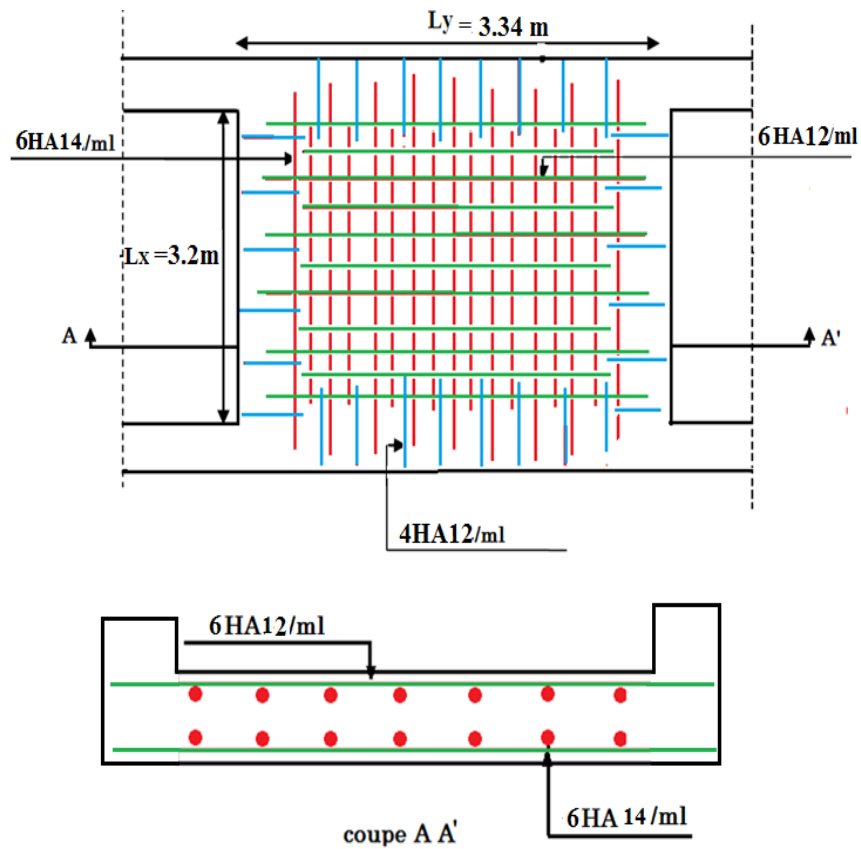


Figure 6.5 Schéma de ferrailage du radier

6.6. Ferrailage du débord

Il est assimilé à une dalle pleine sur 3 appuis

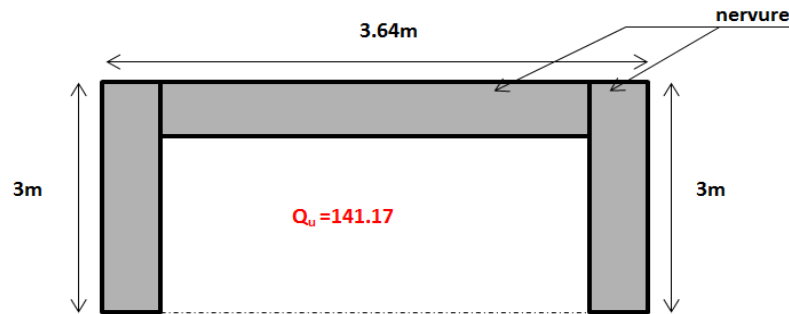


Figure 6.6 Schéma statique du débord

On a $L_x > \frac{Ly}{2} \rightarrow M_{0x} = \frac{ql^3y}{24}$ et $M_{0y} = \frac{qL^2y}{8} \left(lx - \frac{ly}{2} \right) + \frac{ql^3y}{48}$

Tableau 6.3 Section d'armature du débord sur 3 appuis

		M (kn.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)	St (cm)
XX	travée	135.1	16.92	6	6 HA20=18.85	14
	appuis	79.5	9.58	3.01	5 HA16=10.05	20
YY	travée	270.28	38.23	6	8 HA25=39.27	12
	appuis	158.99	20.29	3.01	7HA20=21.99	14

6.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$b = 1m; d = 0.25 m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 MPa$$

$$V_X = V_Y = \frac{qlx}{2} \times \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} = 106 kn \Rightarrow \tau_u = 0.42 MPa < \bar{\tau}_u$$

6.6.2. Schéma de ferrailage du débord

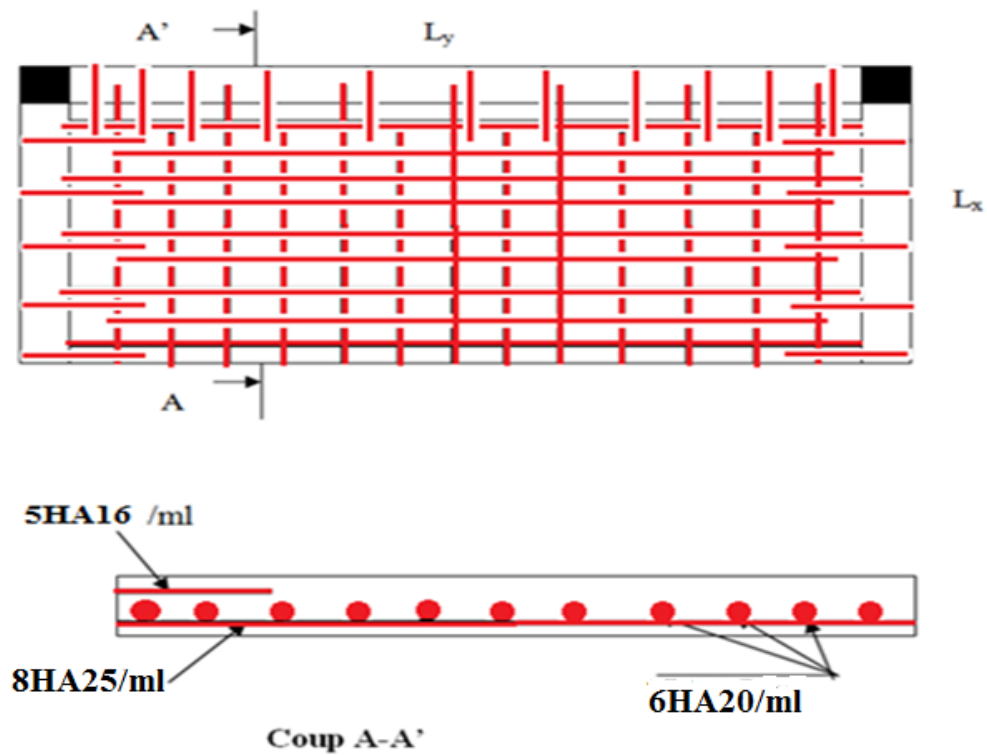


Figure 6.7. Schéma de ferrailage du débord

6.7. Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appui pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

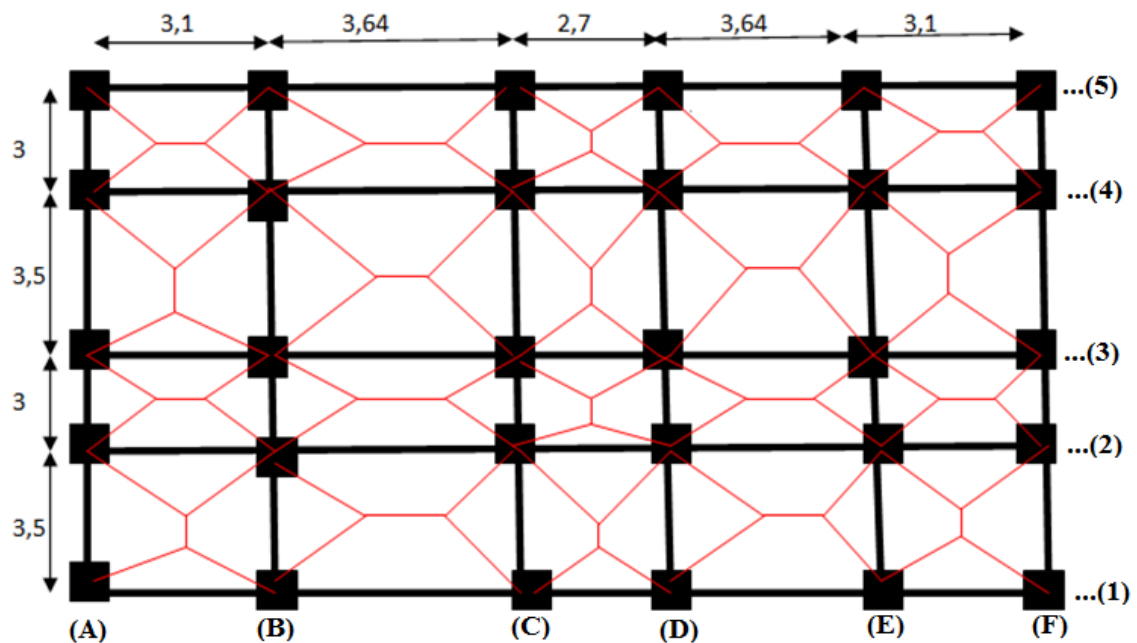


Figure 6.8. Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réel.

P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réel.

Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire

$$P'_v = P_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \text{ et } \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

- Calcul des sollicitations

Moments aux appuis

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times L_g'^3 \times P_d \times L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')} & \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 & \text{appui de rive} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } L' = \begin{cases} L & \text{si c'est une travée de rive} \\ 0.8 L & \text{si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Moment en travée

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens X X

Schéma statique équivalent

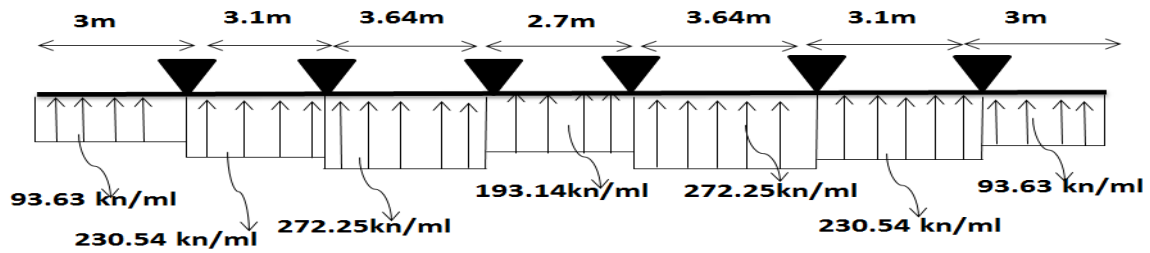


Figure 6.9 schémas statiques équivalents suivant X-X

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ ELU

Tableau 6.4 Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU dans le sens X_X

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)	V (kn)
débord	3	3	93,63	$M_A = -421,33$			
AB	3,1	2,48	230,54	$M_A = -421,33$	1,82	-36,58	172,98
				$M_B = -223,40$			
BC	3,64	2,912	272,25	$M_B = -223,40$	1,84	238,72	206,21
				$M_C = -201,08$			
CD	2,7	2,16	193,14	$M_C = -200,08$	1,35	-25,08	144,86
				$M_D = -201,08$			
DE	3,64	2,912	272,25	$M_D = -201,08$	1,84	238,72	206,21
				$M_E = -223,40$			
EF	3,1	2,48	230,54	$M_E = -223,40$	1,82	-36,58	172,98
				$M_F = -421,3$			
débord	3	3	93,63	$M_F = -421,3$			

➤ ELS

Tableau 6.5 Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS dans le sens X_X

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)
débord	3	3	68,65	$M_A = 308,92$		
AB	3,1	2,48	169,04	$M_A = 308,92$	1,843	-21,876
				$M_B = -155,45$		
BC	3,64	2,912	184,127	$M_B = -155,45$	1,845	158,006
				$M_C = -138,55$		
CD	2,7	2,16	141,6	$M_C = -138,55$	1,35	-9,524
				$M_D = -138,55$		
DE	3,64	2,912	184,127	$M_D = -138,55$	1,795	158,0065
				$M_E = -155,45$		
EF	3,1	2,48	169,04	$M_E = -155,45$	1,257	-21,876
				$M_F = 308,92$		
débord	3	3	68,65	$M_F = 308,92$		

Sens Y_Y

Schéma statique équivalent

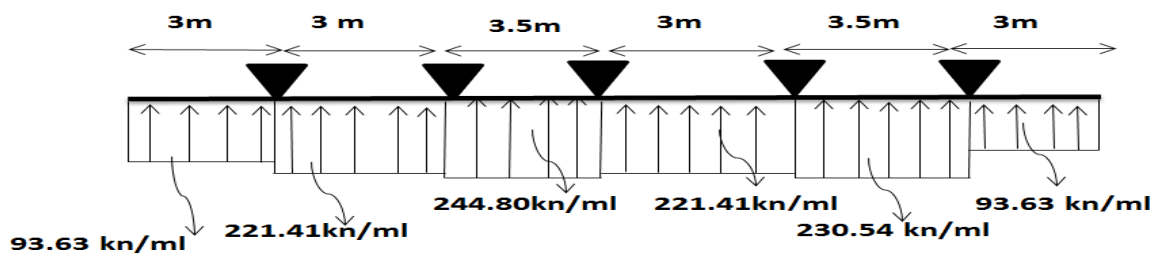


Figure 6.10 Schéma statique équivalent Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

➤ ELU

Tableau 6.6 Résultats de calcul des sollicitations à l'ELU dans le sens Y_Y

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)	V (kn)
débord	3	3	93	$M_A = -421,34$			
AB	3	2,8	221,41	$M_A = -421,34$	1,86	-54,65	341,76
				$M_B = 190,835$			
BC	3,5	2,8	244,21	$M_B = 190,835$	1,75	184,04	323,79
				$M_C = 190,835$			
CD	3	2,8	211,41	$M_C = 190,835$	1,5	-58,256	249,24
				$M_D = 190,835$			
DE	3,5	3,5	244,81	$M_D = 190,835$	1,481	-77,85	485,13
				$M_E = -421,34$			
débord	3	3	93	$M_E = -421,34$			

➤ ELS

Tableau 6.7 Résultats de calcul des sollicitations à l'ELS dans le sens Y_Y

Travée	Lx (m)	L'x (m)	q (kn/ml)	Ma (kn.m)	X (cm)	Mt (kn.m)
débord	3	68,65		$M_A = 308,92$		
AB	3	2,4	162,338	$M_A = 308,92$	1,832	-36,464
				$M_B = -147,17$		
BC	3,5	2,8	194,11	$M_B = -147,17$	1,75	150,056
				$M_C = -147,17$		
CD	3	2,4	162,33	$M_C = -147,17$	1,5	35,446
				$M_D = -147,17$		
DE	3,5	2,8	194,11	$M_D = -147,17$	1,512	74,8
				$M_E = 308,92$		
débord	3	3	68,65	$M_E = 308,92$		

6.7.1. Ferrailage des nervures

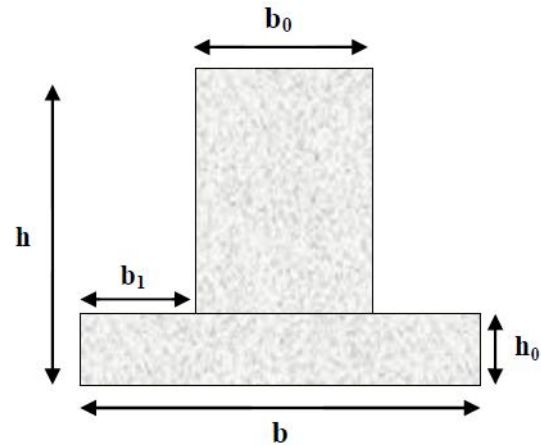
Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 75 \text{ cm}$$

$$b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 30 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$



Sens X_X

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min(1,495, 0,245)$$

$$b = 1,14 \text{ m}$$

Sens Y_Y

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min(1,425, 0,235)$$

$$b = 1,12 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.8 Section de ferrailage des nervures

Localisation		Mu (kn.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)
X_X	Travée	184,04	7,64	9,63	6 HA16= 12,06
	Appui	-421,34	18,22	9,63	4 HA20+4HA16 = 20,61
Y_Y	Travée	238,72	9,95	10,29	6HA16 = 12,06
	Appui	-421,34	20,22	10,29	4 HA20+4HA16 =20,61

- Vérification de l'effort tranchant**

Selon x_x

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Selon y_y

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,61\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \langle \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \langle \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.9 Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
X_X	Travée	158,006	13,40	670955,947	3,15	199,92	Vérifiée
	Appui	308,92	18,45	1239168,22	4,6	192,75	vérifiée
Y_Y	Travée	150,056	13,50	669331,895	3,02	189,96	Vérifiée
	Appui	308,92	18,60	1236121,45	4,64	192,67	vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] \leq 21,42 \text{ mm, Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 2 \text{ Cadres HA10} + 1 \text{ epingle HA10} = 5 \text{ HA10} = 3.92 \text{ cm}^2.$$

$$1). S_{t1} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 40 \text{ cm.}$$

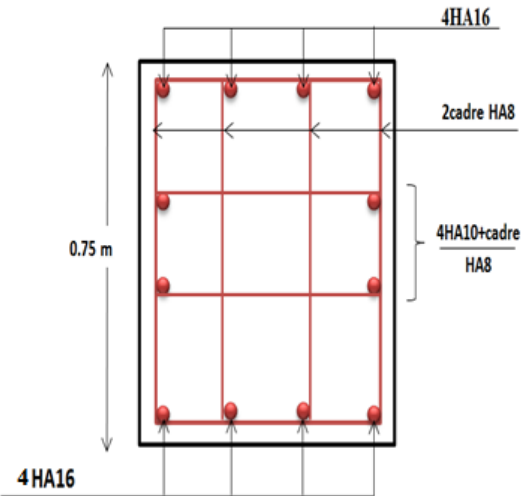
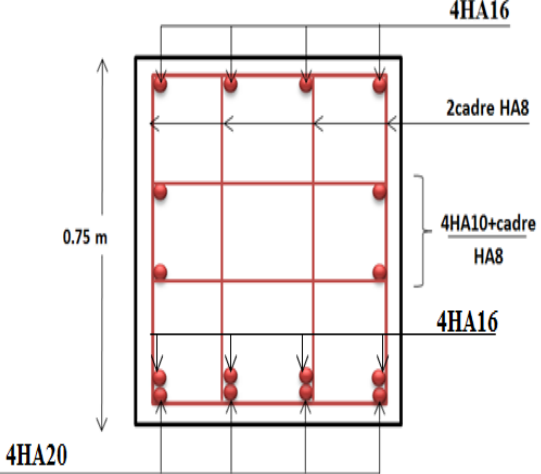
$$2). S_{t2} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_U - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t2} \leq -40,05 \text{ cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t3} \leq 60,30 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

6.7.2. Schéma de ferrailage des nervures

Tableau 6.10 Schéma de ferrailage des nervures

Travée	Appui
	

6.8. Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

6.8.1. Dimensionnement du voile périphérique

- La hauteur : $h = 4.08 \text{ m}$
- La longueur : $L = 3.64 \text{ m}$
- L'épaisseur : $e = 25 \text{ cm}$

Caractéristique du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_h = 20.1 \text{ kn/m}^2$
- Angle de frottement : $\phi = 16.68^\circ$
- Cohésion : $c = 1.1 \text{ bar}$

6.8.2. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à La poussée des terres :

$$G = \frac{1}{2} h * (\gamma * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 * c * \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}))$$

$$G = \frac{1}{2} 4.08 * (20.1 * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{16.68}{2}))$$

$$G = 45.42 \text{ kn/m}^2$$

Charge due à la Surcharge

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $q=10\text{KN/m}^2$.

$$Q = q * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$Q = 5.53 \text{ kn/m}^2$$

6.8.3. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé.

➤ A l'ELU

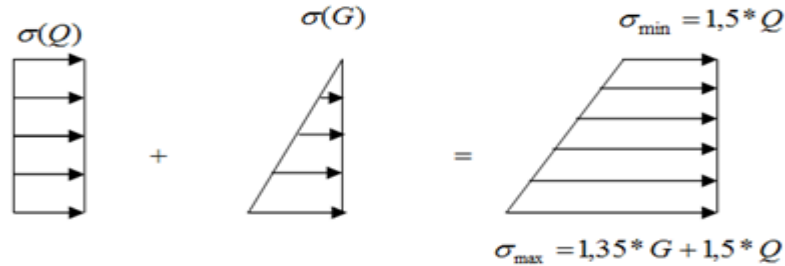


Figure 6.11 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{max} = 69.612 \text{ kn/m}^2; \quad \sigma_{min} = 8.295 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.64 \text{ m}; L_y = 4.08 \text{ m}; E_p = 25 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 54.28 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 33.51 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 25.58 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 28.48 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 19.19 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 16.755 \text{ kn.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.11. Sections de ferrailage

		M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	X_X	28.48	0.031	0.041	0.216	3.78	2.11	5 HA12 = 5.65	20
	Y_Y	19.19	0.027	0.027	0.217	2.53	2	6HA10 = 4.71	15
En appuis		16.755	0.018	0.023	0.218	2.22	2.66	6 HA8 = 3.02	15

- Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \text{ et } A_{min}^a = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{f_e}$$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{54.28 \cdot 3.64}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.89}{2}} = 68.35 \text{ KN}$$

On a

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ A L'ELS

$$\sigma_{max} = G + Q = 50.95 \text{ kn/m}^2 \quad \sigma_{min} = Q = 5.53 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.59 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 24.44 \text{ kn.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 18.66 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 20.77 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 13.99 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 12.22 \text{ kn.m}$$

- Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.12. Vérification des contraintes

Localisation		Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X_X	24.44	7.10	30745.71	5.64	189.58	Vérifiée
	Y_Y	18.66	6.32	25810.96	4.56	170	Vérifiée
Appuis		12.22	4.94	17202.73	3.5	181.7	Vérifiée

6.8.4. Schéma de ferrailage du voile périphérique

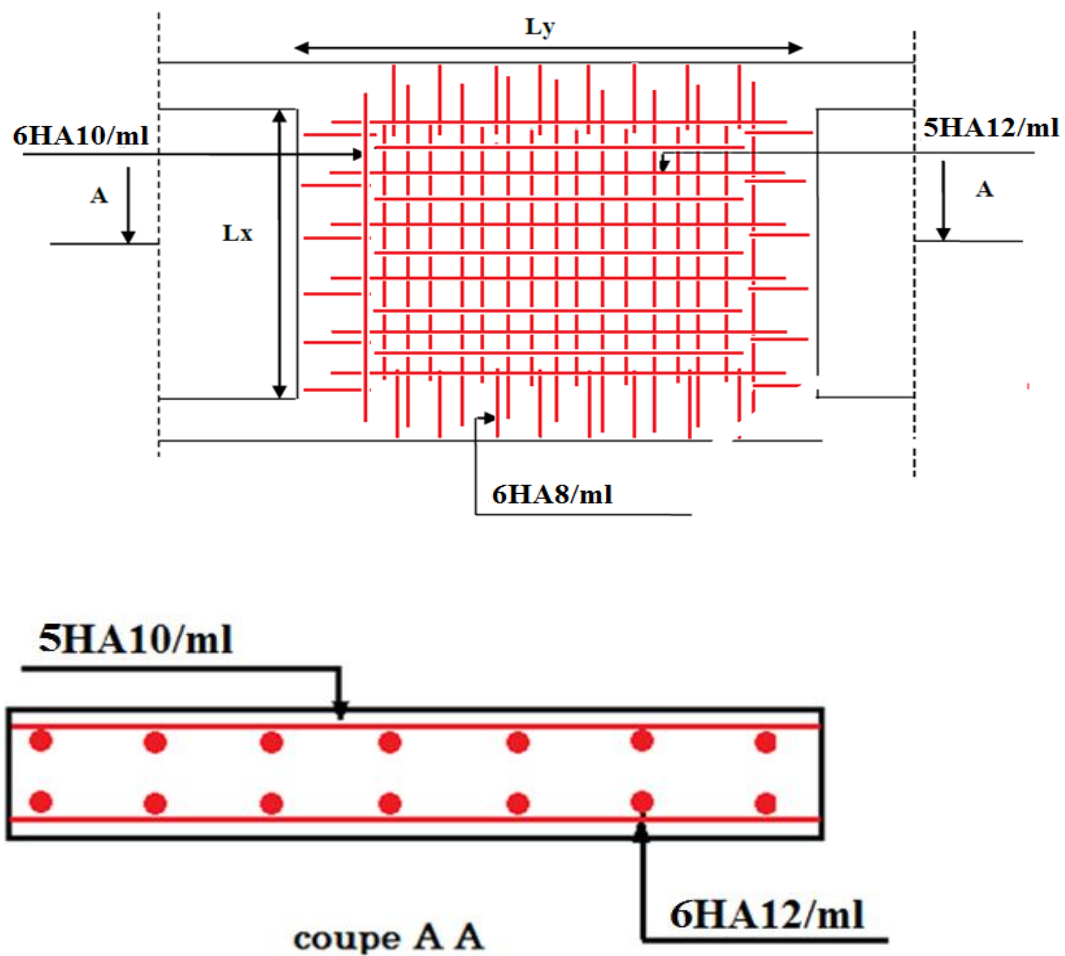


Figure 6.12 Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels SAP2000 V14, autocad etc. Les points important tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. 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 influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Mémoires de fin d'étude