



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+5+3entre sol en béton armé à usage mixte (habitation et commerce) contreventé par un système mixte voiles-portiques

Présenté par :

DEBABI Boubekour

MAZARI Nassira

Soutenu le 26 06 2014 devant le jury composé de :

Nom	Prénom	Président
Mr BELHAMDI	Nourredine	Encadreur
Mr RAMEDANI	/	Président
Me BERRAH	/	Examinatrice

Juin 2014

Remerciements

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A Mr BELHAMDI: notre promoteur, pour avoir acceptée de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Boubekeur et Nassira

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout, mon estime envers eux.

A mes chers frères et sœurs

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A toute ma famille sans exception.

*Ainsi que sans oublier mon binôme
avec laquelle j'ai partagé ce travail et
toute sa famille.*

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

DEBABI Boubekeur

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A ma très chère mère qui a toujours été là pour moi, et qui m'a donnée un magnifique modèle de persévérance. J'espère qu'elle trouvera dans ce travail toute ma reconnaissance et tout, mon estime envers elle.

A mes chers frères et sœurs

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A toute ma famille sans exception.

A mon binôme et toute sa famille.

*Ainsi que sans oublier mon cher et
adorable époux qui m'aide pour suivre
mes études et pour réaliser ce travail
et toute sa famille*

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 GENERALITE SUR LE PROJET	2
1.1. PRESENTATION DU PROJET	2
1.2. DONNEES GEOTECHNIQUES DU SITE	2
1.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURALES.....	4
1.3.1. Ossature et système de contreventement.....	4
1.3.2. Les planchers	4
1.3.3. La maçonnerie	4
1.3.4. Les escaliers	4
1.3.5. L'ascenseur	4
1.3.6. L'acrotère.....	5
1.3.7. Les balcons.....	5
1.4. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES.....	5
1.5. ETATS LIMITES	5
1.5.1. États limite ultimes (ELU)	5
1.5.2. Etats limite de service (ELS)	6
1.6. HYPOTHESES DE CALCUL	6
1.7. ACTIONS	6
1.7.1. Actions permanente(G)	6
1.7.2. Actions variables(Qi).....	6
1.7.3. Actions accidentelles(FA).....	7
1.8. COMBINAISONS D'ACTIONS	7
1.8.1. Combinaisons d'actions à l'ELU	7
1.8.2. Combinaisons d'actions à l'ELS	8
1.9. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX:	9
1.9.1. Résistance caractéristique de béton.....	9
1.9.2. Résistance et caractéristique de l'acier	11
CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	13
2.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	13
2.1.1. Les planchers	13
2.1.1.1. Planchers à corps creux	13
2.1.1.2. Les poutrelles.....	15
2.1.1.3. Dalles pleines :	15
2.1.2. Les escaliers	16
2.1.3. Les voiles.....	19
2.1.4. L'acrotère.....	20
2.1.5. Local d'ascenseur.....	21
2.1.6. Les poutres.....	21
2.1.7. Les poteaux.....	22

2.1.7.1. Evaluation des charges et surcharges	23
2.1.7.2. Descente de charge	26
2.1.7.3. La loi de dégression des charges d'exploitatio	26
2.1.7.4. Vérifications.....	31
CHAPITRE 3 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	35
3.1. CALCUL DES PLANCHERS	35
3.1.1. Introduction	35
3.1.2. Etude des poutrelles	35
3.1.2.1. Calcul des charges revenant aux poutrelles	36
3.1.2.2. Combinaison d'actions et calcul des charges	36
3.1.3. Calcul des sollicitations.....	37
3.1.4. Choix des armateurs transversales.....	56
3.1.5. Ferrailage de la dalle de compression	59
3.2. CALCUL DES DALLES PLEINES	60
3.2.1. Ferrailage.....	62
3.3. ETUDE DES ESCALIERS	72
Etude de l'escalier.....	72
3.3.1.1. Calcul des sollicitations par la méthode d'RDM	72
3.3.1.2. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	74
3.3.1.3. Vérification à l'ELU	75
3.3.1.4. Vérification à l'ELS.....	75
3.4. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE.....	76
3.4.1. Dimensionnement : L'exigence de RPA 99	76
3.4.2. Calcul à la flexion simple	77
3.4.3. Calcul à la torsion	78
3.4.3.1. Calcul de la section d'armature longitudinale.....	78
3.4.3.2. Calcul des armatures transversales	79
3.4.3.3. Le ferrailage de la poutre palière :.....	81
3.5. ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	81
3.5.1. Etude de la dalle de l'ascenseur.....	81
3.5.2. Evaluation des charges et surcharges	82
3.5.3. Cas d'une charge répartie.....	82
3.5.4. Cas d'une charge concentrée.....	85
3.6. ETUDE DE L'ACROTÈRE :	90
3.6.1. Hypothèses de calcul	90
3.6.2. Evaluation de charge et surcharge	90
3.6.2.1. Charge verticale.....	90
3.6.2.2. Charge horizontale (charge sismique)	91
3.6.2.3. Calcul des sollicitations.....	91
3.6.2.4. Ferrailage de l'acrotère	93
CHAPITRE 4 ETUDE DYNAMIQUE	97
4.1. ETUDE SISMIQUE.....	97
4.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	97
4.3. MODELISATION	98

4.4. DISPOSITION DES VOILES.....	99
4.5. MODE DE VIBRATION ET TAUX DE PARTICIPATION DES MASSES MODALES	100
4.6. RESULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL.....	103
4.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure	104
4.6.2. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	104
4.7. JUSTIFICATION DE L'INTERACTION VOILES PORTIQUES	107
4.7.1. Sous charges verticales.....	107
4.7.2. Sous charges horizontales	108
4.8. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS	109
4.9. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ	110
CHAPITRE 5 CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX	112
5.1. ETUDE DES POTEAUX.....	112
5.1.1. Introduction	112
5.1.1.1. Recommandations de RPA	112
5.1.1.2. Armatures longitudinales	112
5.1.1.3. Armatures transversales.....	113
5.1.2. Sollicitations de calcul	114
5.1.3. Calcul de ferrailage	114
5.1.4. Armature transversales	117
5.1.5. Vérification	118
5.2. ETUDE DES POUTRES.....	122
5.2.1. Recommandations du RPA 99 /2003	122
5.2.1.1. Coffrage.....	122
5.2.1.2. Ferrailages	122
5.2.2. Ferrailages des poutres.....	123
5.2.2.1. Les armatures longitudinales	124
5.2.2.2. Les armatures transversales	126
5.2.3. Vérifications à l'ELU.....	127
5.2.4. Vérifications à l'ELS.....	128
5.2.5. Schéma de ferrailages des poutres.....	130
5.2.6. Vérification des zones nodales	132
5.2.6.1. Détermination des moments résistants dans poteaux	132
5.2.6.2. Détermination des moments résistants dans les poutres.....	133
5.3. ETUDE DES VOILES.....	134
5.3.1. Recommandation du RPA	135
5.3.1.1. Les armatures verticales.....	135
5.3.1.2. Les armatures horizontales	135
5.3.1.3. Les armatures transversales.....	136
5.3.1.4. La contrainte limite de cisaillement dans le béton	136
5.3.1.5. Calcul du ferrailage des voiles	136
5.3.1.6. Vérification au cisaillement	141
5.3.1.7. Schéma de ferrailage.....	143
CHAPITRE 6 ETUDE DES FONDATIONS	144
6.1. INTRODUCTION.....	144

6.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION.....	144
6.3. VERIFICATION DE LA SEMELLE ISOLEE	144
6.4. VERIFICATION DE LA SEMELLE FILANTE	145
6.5. ETUDE DE RADIER GENERAL.....	146
6.5.1. Définition	146
6.5.2. Pré dimensionnement de radier	146
6.5.3. Les vérifications nécessaire.....	148
6.6. FERRAILLAGE.....	151
6.6.1. La dalle de radier.....	151
6.6.2. Ferrailage des nervures	154
6.6.2.1. Les sollicitations sur les nervures.....	154
6.6.2.2. Schéma de ferrailage.....	161
6.6.3. Voile adossé.....	161
6.6.3.1. Introduction.....	161
6.6.3.2. Caractéristiques du voile	162
6.6.3.3. Caractéristiques du sol	162
6.6.4. Méthode de calcul	162
6.6.4.1. Ferrailage.....	163
6.6.4.2. Vérifications à l'ELU :.....	164
6.6.4.3. Vérification à l'ELS :	165
6.6.4.4. Schéma de ferrailage.....	167
CONCLUSION GENERALE	168
BIBLIOGRAPHIE	169

Table des figures

FIGURE 1-1: VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE	2
FIGURE 1-2 : ÉVALUATION DE LA RESISTANCE f_{cj} EN FONCTION DE L'ÂGE DU BETON	9
FIGURE 1-3 : DIAGRAMME CONTRAINTE – DEFORMATION DU BETON A L'ELU	10
FIGURE 1-4 : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON A L'ELS	11
FIGURE 1-5: DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS.....	11
FIGURE 2-1: COUPE DU PLANCHER A CORPS CREUX.....	14
FIGURE 2-2: SCHEMA D'UNE POUTRELLE	15
FIGURE 2-3: DALLE SUR DEUX APPUIS	16
FIGURE 2-4: DALLE SUR TROIS APPUIS.....	16
FIGURE 2-5: SCHEMA D'UN ESCALIER.....	17
FIGURE 2-6: VUE EN PLAN D'ESCALIER	18
FIGURE 2-7: SCHEMA STATIQUE DES ESCALIERS.....	19
FIGURE 2-8: COUPE DE VOILE EN ELEVATION.	20
FIGURE 2-9: SCHEMA DE L'ACROTERE	20
FIGURE 2-10: COUPE DE POTEAU EN ELEVATION.....	22
FIGURE 2-11: SURFACE AFFERENTE DU POTEAU CENTRAL B3.....	27
FIGURE 2-12: SURFACE AFFERENTE DU POTEAU DE RIVE L13.....	30
FIGURE 2-13: SURFACE AFFERENTE DU POTEAU D'ESCALIER I6 (T, ETAGES 1...5 ET RDC)	30
FIGURE 2-14: SURFACE AFFERENTE DU POTEAU D'ESCALIER I6 (TERRASSE INACCESSIBLE)	30
FIGURE 3-1: POUTRE A DEUX TRAVEES	38
FIGURE 3-2: POUTRE A DE DEUX TRAVEES	38
FIGURE 3-3: SCHEMA STATIQUE POUR LA METHODE CAQUOT.....	39
FIGURE 3-4: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	59
FIGURE 3-5: FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.	60
FIGURE 3-6: DALLE SUR TROIS APPUIS	60
FIGURE 3-7: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.....	65
FIGURE 3-8: DALLE SUR TROIS APPUIS	65
FIGURE 3-9: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.....	68
FIGURE 3-10: DALLE SUR DEUX APPUIS	69
FIGURE 3-11: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR DEUX APPUIS.....	72
FIGURE 3-12: SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER.	73
FIGURE 3-13: SCHEMA FERRAILLAGE D'ESCALIER.....	76
FIGURE 3-14: SCHEMAS STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.	77
FIGURE 3-15: SECTION CREUSE EQUIVALENTE.....	78
FIGURE 3-16: FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	81
FIGURE 3-17: CAGE D'ASCENSEUR.....	81
FIGURE 3-18: SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACT	85
FIGURE 3-19: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR.	89
FIGURE 3-20: COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.	90
FIGURE 3-21: SECTION A FERRAILLER.....	93
FIGURE 3-22: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.	96
FIGURE 4-1: SPECTRE DE REPONSE.....	98

TABLE DES FIGURES

FIGURE 4-2: VUE EN 3D DE LA STRUCTURE	99
FIGURE 4-3: DISPOSITION DES VOILES.....	100
FIGURE 4-4: 1 ^{ER} MODE DE VIBRATION	101
FIGURE 4-5: 2 ^{EME} MODE DE VIBRATION.....	102
FIGURE 4-6: 3 ^{EME} MODE DE VIBRATION.....	102
FIGURE 4-7: DISPOSITION DE L'ACTION SISMIQUE	103
FIGURE 5-1: ZONE NODALE.....	113
FIGURE 5-2: SCHEMA DU FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	121
FIGURE 5-3: 2U SUPERPOSES (ALTERNATIF).....	123
FIGURE 5-4: SCHEMA DU FERRAILLAGE DES POUTRES	132
FIGURE 5-5: SCHEMA DE LA ZONE NODALE.....	132
FIGURE 5-6: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE VX1	143
FIGURE 6-1: SCHEMA D'UNE SEMELLE FILANTE.....	145
FIGURE 6-2: PRESENTATION DE ZONE D'IMPACT DE LA CHARGE CONCENTREE.....	148
FIGURE 6-3: DALLE SUR QUATRE APPUIS.....	151
FIGURE 6-4: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER	154
FIGURE 6-5: SUBDIVISION DES CHARGES SUIVANT LES LIGNES DE RUPTURE.....	155
FIGURE 6-6: SOLLICITATIONS SUR LES NERVURES DANS LE SENS Y-Y	156
FIGURE 6-7: SOLLICITATIONS SUR LES NERVURES DANS LE SENS X-X	156
FIGURE 6-8: SECTION A FERRAILLER.....	158
FIGURE 6-9: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES.....	161
FIGURE 6-10: VOILE ADOSSE.....	163
FIGURE 6-11: DIAGRAMME DES CONTRAINTES	163
FIGURE 6-12: SCHEMA DE FERRAILLAGE	167

Liste des Tableaux

TABLEAU 1-1 : LES VALEURS DE Ψ	8
TABLEAU 2-1: CARACTERISTIQUE D'ESCALIER	19
TABLEAU 2-2:ÉVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.....	23
TABLEAU 2-3:ÉVALUATION DES CHARGES DE PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE.....	23
TABLEAU 2-4: ÉVALUATION DES CHARGES DE PLANCHER ETAGE COURANT	24
TABLEAU 2-5:ÉVALUATION DES CHARGES DE MUR EXTERIEUR	24
TABLEAU 2-6:ÉVALUATION DES CHARGES DE L'ACROTERE	25
TABLEAU 2-7: ÉVALUATION DES CHARGES DE PALAIS D'ESCALIER	25
TABLEAU 2-8:ÉVALUATION DES CHARGES DE LA VOLEE D'ESCALIER.	25
TABLEAU 2-9:TABLEAU RECAPITULATIF DE LA DECENTE DE CHARGE DU POTEAU B3	29
TABLEAU 2-10: VERIFICATION DE LA COMPRESSION	32
TABLEAU 3-1: COMBINAISON D'ACTION.	36
TABLEAU 3-2:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE (TYPE 1)	43
TABLEAU 3-3:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES D'ETAGE COURANT ET ENTRE SOL 2 (TYPE 1).....	43
TABLEAU 3-4: SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES DE RDC ET ENTRE SOL3 (TYPE 1).....	43
TABLEAU 3-5: SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES DU PLANCHER DE TERRASSE ACCESSIBLE (TYPE 4)	43
TABLEAU 3-6:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES PLANCHER ETAGE HABITATION (TYPE 4).....	44
TABLEAU 3-7:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES DE PLANCHER ETAGE COMMERCE (TYPE 4).....	44
TABLEAU 3-8:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES (TYPE 02).....	44
TABLEAU 3-9:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES (TYPE 03).....	45
TABLEAU 3-10:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES (TYPE 05).....	45
TABLEAU 3-11:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DES POUTRELLES (TYPE 06).....	46
TABLEAU 3-12:SOLLICITATIONS A L'ÉLU ET A L'ELS DE POUTRELLE DE (TYPE 7).....	46
TABLEAU 3-13: SOLLICITATIONS MAXIMALES POUR LE FERRAILLAGE.....	46
TABLEAU 3-14: CALCUL DES SECTIONS DE FERRAILLAGE DE POUTRELLE TYPE 4	55
TABLEAU 3-15: CHOIX DES BARRES DE FERRAILLAGES VERIFICATION AU CISAILLEMENT	56
TABLEAU 3-16:VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE COMPRESSION DU BETON.	56
TABLEAU 3-17:VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE DEFORMATION	57
TABLEAU 3-18: LE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS	62
TABLEAU 3-19: VERIFICATION DE L'ÉTAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON	64
TABLEAU 3-20: LE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS	66
TABLEAU 3-21: VERIFICATION DES ETATS LIMITE DE COMPRESSION DE BETON	68
TABLEAU 3-22: FERRAILLAGE DE DALLE SUR 2 APPUIS (BALCON)	69
TABLEAU 3-23: VERIFICATION DES ETATS LIMITE DE COMPRESSION DE BETON	71
TABLEAU 3-24: LES SOLLICITATIONS D'ESCALIER.....	74
TABLEAU 3-25:FERRAILLAGE D'ESCALIER	74
TABLEAU 3-26:VERIFICATION A L'ELS	75
TABLEAU 3-27: LES SOLLICITATIONS DE LA POUTRE PALIERE.....	77
TABLEAU 3-28:FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE A LA FLEXION SIMPLE	77
TABLEAU 3-29:FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR CAS D'UNE CHARGE REPARTIE	83
TABLEAU 3-30:FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR CAS D'UNE CHARGE CONCENTREE	87
TABLEAU 3-31: ÉVALUATION DE CHARGE ET SURCHARGE DE L'ACROTERE	90

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 3-32: COMBINAISON D'ACTION DE L'ACROTERE	91
TABLEAU 4-1: PERIODES ET TAUX DE PARTICIPATION DES MASSES.....	100
TABLEAU 4-2: VALEURS DES PENALITES PQ.	105
TABLEAU 4-3: VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE	107
TABLEAU 4-4: RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICALES.....	108
TABLEAU 4-5: RESULTATS DE L'INTERACTION HORIZONTALE	108
TABLEAU 4-6: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	109
TABLEAU 4-7: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS	110
TABLEAU 4-8: VERIFICATION A L'EFFET P- Δ	111
TABLEAU 5-1: ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES SELON LE RPA99/2003 DANS LES POTEAUX.....	113
TABLEAU 5-2: SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	114
TABLEAU 5-3: FERRAILLAGE DES POTEAUX	116
TABLEAU 5-4: CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	117
TABLEAU 5-5: VERIFICATION DU FLAMBEMENT POUR LES POTEAUX.....	119
TABLEAU 5-6: VERIFICATION DES CONTRAINTES	120
TABLEAU 5-7: VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTIELLES.....	121
TABLEAU 5-8 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DES POUTRES.....	126
TABLEAU 5-9: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	127
TABLEAU 5-10: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LES POUTRES	129
TABLEAU 5-11: MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX	133
TABLEAU 5-12: VERIFICATION DE LA ZONE NODALE	133
TABLEAU 5-13: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vx1	136
TABLEAU 5-14: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vx2.....	137
TABLEAU 5-15: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vx3.....	137
TABLEAU 5-16: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vx4.....	138
TABLEAU 5-17: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vy1.....	139
TABLEAU 5-18: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vy2.....	139
TABLEAU 5-19: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vy3.....	140
TABLEAU 5-20: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE VOILE Vy4.....	141
TABLEAU 5-21: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON V1.....	141
TABLEAU 5-22: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON V2.....	142
TABLEAU 5-23: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON Vx3	142
TABLEAU 5-24: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON Vx4	142
TABLEAU 5-25: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON Vy1	142
TABLEAU 5-26: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON Vy2	142
TABLEAU 5-27: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON Vy3	142
TABLEAU 5-28: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON Vy4	143
TABLEAU 6-1: RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE DE DALLE DE RADIER	152
TABLEAU 6-2 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	153
TABLEAU 6-3: SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DE RADIER DANS LE SENS Y-Y (ELU)	156
TABLEAU 6-4: SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DE RADIER DANS LE SENS TRANSVERSAL (ELS).....	156
TABLEAU 6-5: SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DE RADIER DANS LE SENS X-X(ELU).....	157
TABLEAU 6-6: SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DE RADIER DANS LE SENS LONGITUDINAL (ELS)	157
TABLEAU 6-7: SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DE RADIER DANS LE SENS LONGITUDINAL (ELU) :.....	159
TABLEAU 6-8: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	159
TABLEAU 6-9: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	160

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 6-10: FERRAILLAGE DU VOILE ADOSSE.....	164
TABLEAU 6-11: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE VOILE ADOSSE	166

Introduction générale

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il a été constaté que de nombreux bâtiment en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+5+3 entres sols en béton armé implanté en zone de moyenne sismicité (Bejaia), présentant une irrégularité en plan.

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Un pré dimensionnement des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et les éléments principaux tels que les poteaux, les poutres et les voiles sera fait dans le deuxième chapitre. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires. L'étude dynamique fera l'objectif du quatrième chapitre. Le calcul des éléments structuraux sera exposé dans le cinquième chapitre. La dernière partie sera l'étude des fondations du bâtiment avec la disposition retenue lors de la partie précédente

Chapitre 1 Généralité sur le projet

1.1. Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 9 niveaux (3 entre sols +RDC + 5 étages) de forme en plan irrégulière, faisant partie d'une promotion immobilière (voir le plan d'architecture en annexe).

Le projet regroupe des locaux commerciaux et des logements d'habitation.

L'implantation de projet est prévue au lieu-dit Berchiche dans la commune d'El Kseur wilaya de Bejaia, qui d'après les règles parasismiques Algériennes 99 version 2003 est classée en zone de moyenne sismicité (en zone IIa).

Les dimensions de la structure sont présentées comme suit :

- Hauteur totale de 30.6m.
- Largeur en plan de 20.88 m.
- Longueur en plan de 23.95 m.
- Hauteur d'entre sols de 3.06m.
- Hauteur de RDC de 3.06 m
- Hauteur d'étage 1...5 de 3.06 m

La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé et un ascenseur.

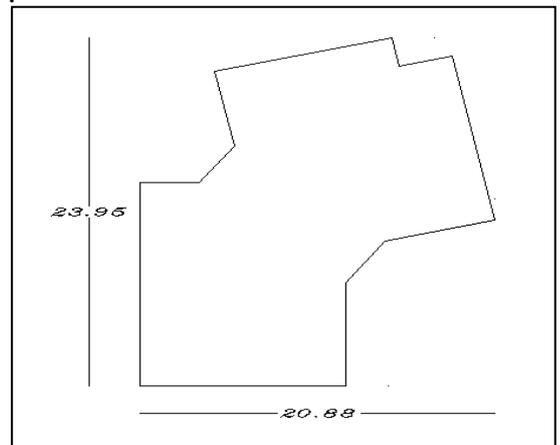


Figure 1-1: vue en plan de l'ouvrage

1.2. Données géotechniques du site

Le site objet de la présente étude est prévu pour la construction des 70 logements L.P.P à El Kseur est situé à la cité de Berchiche Commune d'El Kseur. Il est délimité à l'Est par des champs agricoles, à l'Ouest par une piste automobile, et Sud par les logements F.N.P.O.

Sur le plan topographique, le site du projet fait partie de la plaine alluviale, délimitée entre Oued El Kseur et Oued Kariki

L'assiette est en pente moyenne. Elle est utilisée pour des dépôts de terrassements sur la presque totalité de la surface

Suite à la demande du maître de l'ouvrage (ENPI de Bejaia), une étude géotechnique du site était précédée par laboratoire des travaux publics de l'Est (L.T.P. Est). Une série d'essais sur site et au laboratoire a été effectuée dans le but d'apprécier les caractéristiques de sol.

Les essais concernant la parcelle réservée à notre ouvrage in situ et en laboratoire se résument comme suit :

- 2 sondages carottés de 8 m de profondeur.
- 6 essais pénétrométrique dynamique lourd «P.D.L».
- Essais au laboratoire.

Suite à ces essais il a été trouvé ce qui suit :

a) Le sondage carotté

Sondage carotté N°1

- 0.00 à 3.00 m : Remblais
- 3.00 à 8.00 m : Alluvions constituées d'argile limoneuse sableuse, de graviers et de blocs d'ordre centimétriques.

Sondage carotté N°2

- 0.00 à 3.00 m : Remblais
- 3.00 à 8.00 m : Alluvions constituées de graviers et d'argiles limoneuses sableuses.

b) Essai au pénétromètre dynamique lourd

Les diagrammes obtenus sur la base des 6 essais au pénétromètre dynamique, PDL1, PDL2, PDL3, PDL4, PDL5, ET PDL6, ont respectivement enregistré des refus aux profondeurs 2.80, 2.80, 4.00, 2.40, et 1.40.

Les refus enregistrés sont dus au contact des graviers ou blocs.

c) Reconnaissance de sol au laboratoire

Les échantillons prélevés des deux sondages carottés ne s'adaptent pas aux essais classiques de mécanique des sols. Seules les analyses chimiques ont été réalisées, et les résultats obtenus sont :

Les sols sont pauvres en sulfates (% SO_4^- est nul), ils ne sont pas agressifs pour les bétons de fondation. Ils sont de nature silico silicate.

En se basant sur la nature des sols et les résultats des essais pénétromètre dynamique, le bureau d'étude recommande des fondations superficielles qu'il y a lieu d'ancrer au moins à **3m** de profondeur (dans les sols en place) avec une contrainte admissible $\bar{\sigma} = 1,8 \text{ bars}$.

Les sols de site peuvent être classés dans les sites meubles de catégorie S3.

1.3. Caractéristiques structurales

Ossature et système de contreventement

La structure dont fait l'objet notre étude s'élève sur 30.60 m de hauteur, le tout sur 09 niveaux. D'après l'article (3.4.A) de RPA99/version 2003, pour une structure dépassant 4 niveaux ou bien 14 m de hauteur en zone de sismicité IIa, on ne peut utiliser un système de contreventement assuré par des portiques auto stables en béton armé, par conséquent nous avons le choix entre les systèmes suivants :

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

On ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système qui présente une ductilité meilleur.

Les planchers

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.

La maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les cloisons de séparation sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Les escaliers

Les escaliers seront réalisés en béton armé coulés sur place. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier droite a deux volées).

L'ascenseur

En raison de nombre de niveaux, le bâtiment comprend un ascenseur. Il s'agit d'un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux de bâtiment sans avoir à utiliser les escaliers.

L'ascenseur est composés essentiellement d'une cabine est sa machinerie.

L'acrotère

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

Les balcons

Les balcons seront réalisés en dalle pleine coulée sur place.

1.4. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [1]
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [2]
- Le CBA93 (Code De Béton Armé). [3]
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).[4]
- DTR-BC2.33.1 (Règles de calcul des fondations des superficielles).[5]

1.5. Etats limites

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des actions (force, moment ou couples) qui agissent sur la structure ou l'un de ses éléments.

Les conditions sont : la stabilité, la résistance, la durabilité, les déformations (flèches) non nuisibles pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures et leur confort, on distingue deux types d'état limites :

États limite ultimes (ELU)

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

On distingue:

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement, pas de glissement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture par écrasement ou par allongement excessif).
- Etat limite de stabilité de forme (pas d'instabilité).

Etats limite de service (ELS)

Qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité des ouvrages).
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

1.6. Hypothèses de calcul [2]

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de NAVIER).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.

L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_{bc} = 10 \text{ ‰}$.

1.7. Actions [3]

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

Actions permanente(G)

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

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtement.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

Actions variables(Qi)

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

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

Actions accidentelles(FA)

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

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

1.8. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.[3]

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

Q_1 : action variable de base.

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

Combinaisons d'actions à l'ELU

➤ Situations durables ou transitoires :

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

$$1,35G_{max}+G_{min}+\gamma_{Q1}Q_1+ \sum 1,3\psi_{oi} Q_i [3]$$

$\psi_{oi} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

γ_{Q1} : vaut 1.5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faible occupation humaine ;
- Changes d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- La température.

➤ **Situations accidentelles [3]**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{11} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i.$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

Ψ_{1i} : 0,15 Si l'action d'accompagnement est la neige.

Ψ_{1i} = 0,5 Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

Ψ_{1i} =0,2 Si l'action d'accompagnement est le vent.

Tableau 1-1 : les valeurs de Ψ .

Nature de charge		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vent		0.77	0.2	0
Neige pour une altitude	$\leq 500m$	0.77	0.15	0
	$> 500m$	0.77	0.3	0.1
Variation uniforme de la température		0.60	0.50	0

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismique algérienne RPA 99 version 2003[1] considèrent les combinaisons d' action suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables .la première combinaison est remplacée par la combinaison suivante

$$G + Q \pm 1.2E$$

Combinaisons d'actions à l'ELS [3]

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

1.9. Caractéristique des matériaux: [2,3]

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 (Article2).

Résistance caractéristique de béton

Résistance à la compression

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

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

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \text{ (CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \text{ (CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

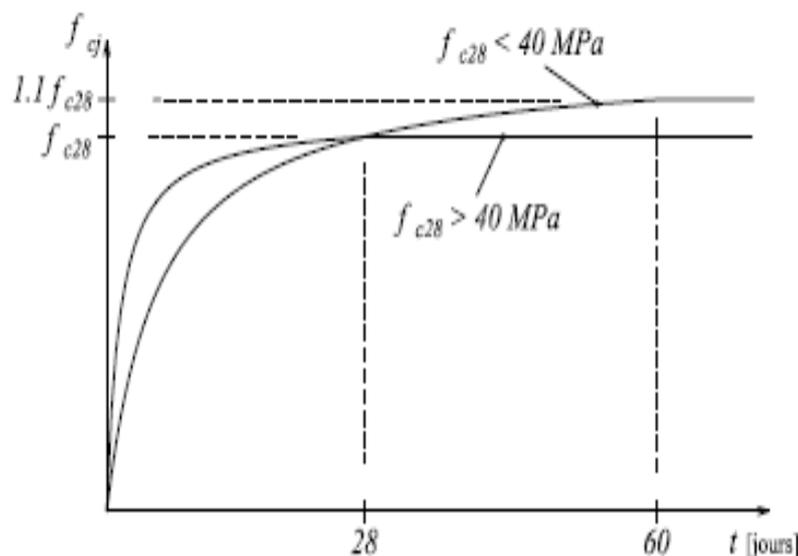


Figure 1-2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

➤ La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.2})$$

Contrainte limite :

✓ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

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

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

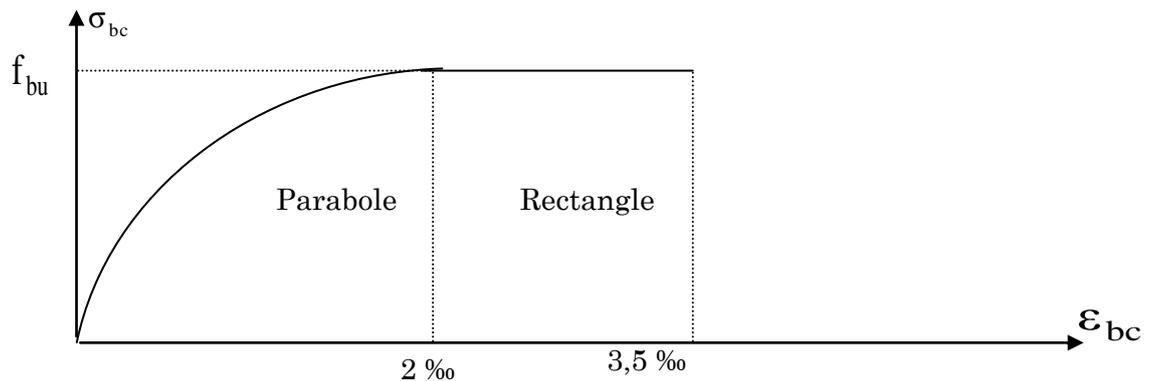


Figure 1-3 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm} = 3,33\text{Mpa}$ → fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5\text{Mpa}$ → fissuration préjudiciable.

✓ **Etat limite de service :**

- La contrainte de compression ($\overline{\sigma_{bc}}$) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

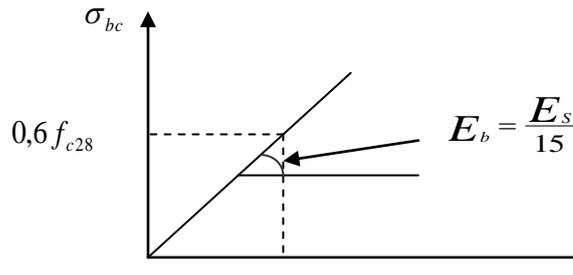


Figure 1-4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

Module de déformation longitudinale du béton :

a) A court terme E_{ij} :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) A long terme E_{vj} :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule: $E_{vj} = (1/3) E_{ij}$.
 $E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$

Résistance et caractéristique de l'acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

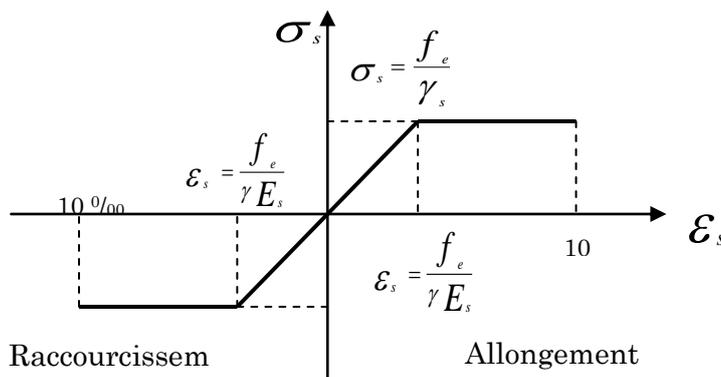


Figure 1-5: Diagramme Contraintes-Déformations

Caractéristiques mécaniques des aciers

- à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

- E.L.S

Nous avons pour cet état :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du CBA [3], BAEL91 [2] et du RPA99 (version 2003) [1]. La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

Les planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges 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. On distingue deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

2.1.1.1. Planchers à corps creux

Ils comportent les entrevous, des poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

❖ Dimensionnement

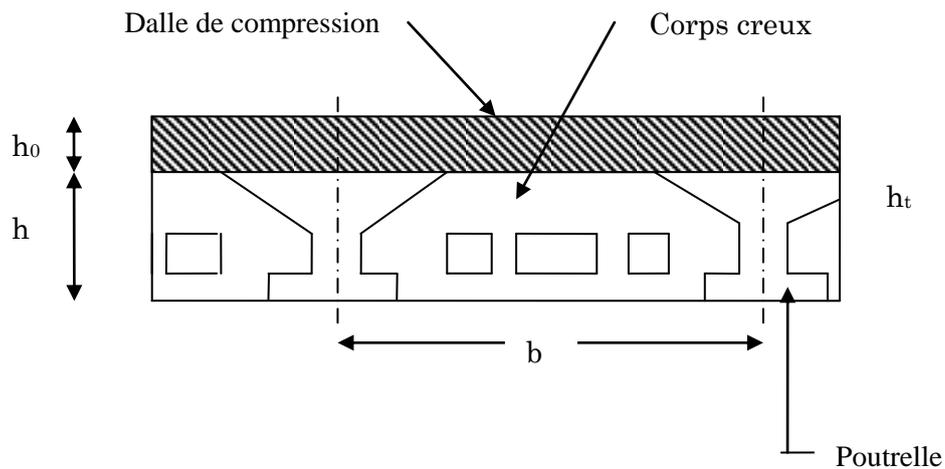


Figure 2-1: Coupe du plancher à corps creux.

D'après le BAEL [2] la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

l_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher, $h_t := h + h_0$

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

b : distance entre axes des poutrelles.

La disposition des poutrelles est faite selon les deux critères suivants :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité.

Si on suppose que la largeur des poutres est de 30 cm.

Alors :

$$L_{max} = 5.05 - 0.3 = 4.75 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{475}{22.5} = 21.11 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de **25 cm**

Hauteur du corps creux : **$h = 20 \text{ cm}$** .

Hauteur de la dalle de compression : **$h_0 = 5 \text{ cm}$**

2.1.1.2. Les poutrelles

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

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

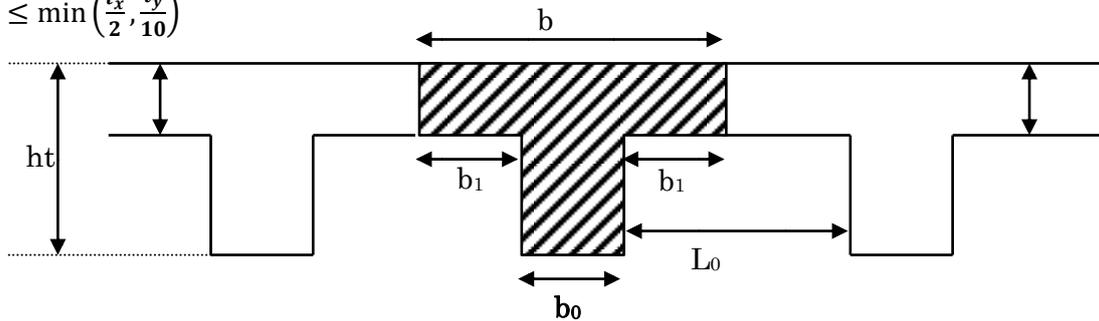


Figure 2-2: Schéma d'une poutrelle

ht : Hauteur du plancher = 25cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : C'est la longueur de la travée minimale dans les différents types des poutrelles.

b_0 : largeur de la poutrelle, soit $b_0 = 10$ cm

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{270}{10}\right), \text{ Soit : } b_1 = 27 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 * b_1 + b_0 = 64 \text{ cm}$$

Soit : $b = 64$ cm.

2.1.1.3. Dalles pleines :

Définition :

Une dalle est un élément souvent horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

▪ **Critère de résistance :**

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

▪ **Coupe-feu :**

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu

- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On adoptera une épaisseur moyenne de $e = 14$ cm

▪ Isolation phonique :

Selon les règlements techniques « CBA93 » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir bonne isolation acoustique.

- Dalle sur deux appuis

$$L_x = 150\text{cm}$$

$$L_y = 2.20 \text{ m}$$

$$150/35 \leq e \leq 150/30$$

$$\text{Soit : } 4.28 \leq e \leq 5.00 \quad \text{On prend } e = 5\text{cm}$$

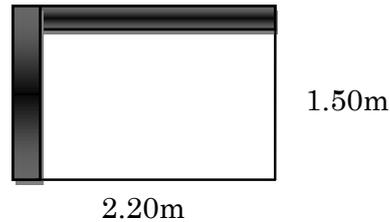


Figure 2-3: Dalle sur deux appuis

Donc la condition de coupe-feu

qui est la plus défavorable : $e = 14$ cm

- Dalle sur trois appuis

$$L_x = 135\text{cm}$$

$$L_y = 3.05 \text{ m}$$

$$135/50 \leq e \leq 135/40$$

$$\text{Soit : } 2.70 \leq e \leq 3.37 \quad \text{On prend } e = 3\text{cm}$$

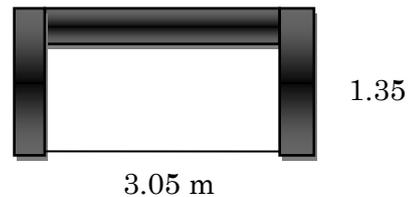


Figure 2-4: Dalle sur trois appuis

Donc la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e = 14$ cm

▪ Dimensionnement

D'après les différents critères de pré dimensionnement des dalles pleines vus précédemment, nous allons opter pour une épaisseur des différents éléments réalisés en dalle pleine de $e = 14$ cm.

Les escaliers

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

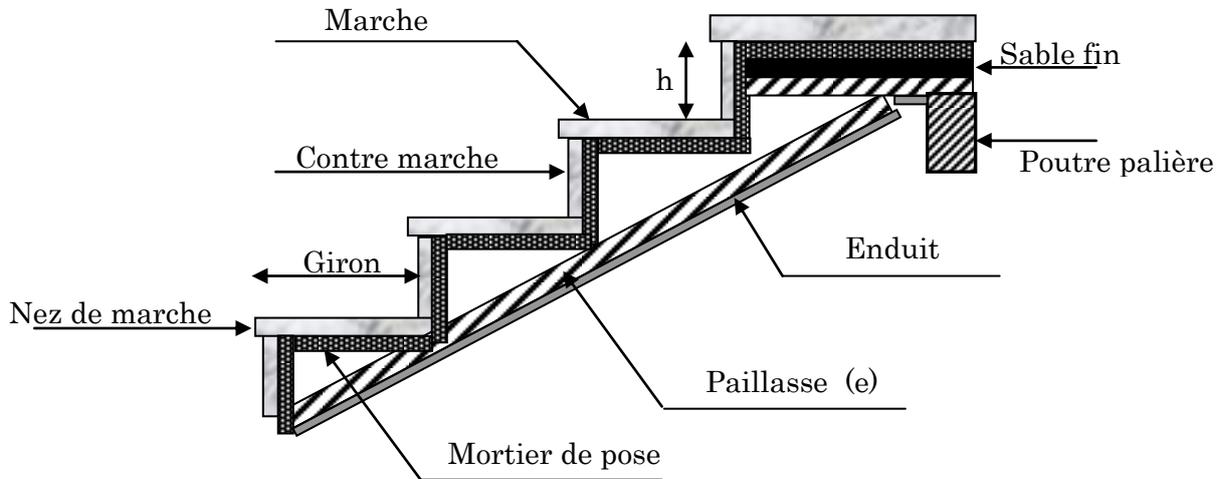


Figure 2-5: Schéma d'un escalier.

Le dimensionnement revient à déterminer.

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est droit en béton armé.

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

$$\text{Or } g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

$n-1$: nombre de marche.

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

g : giron.

L : longueur totale d'escalier.

h : hauteur de la contre marche.

Selon la hauteur à monter nous avons un type d'escalier à deux volées dans toute la structure

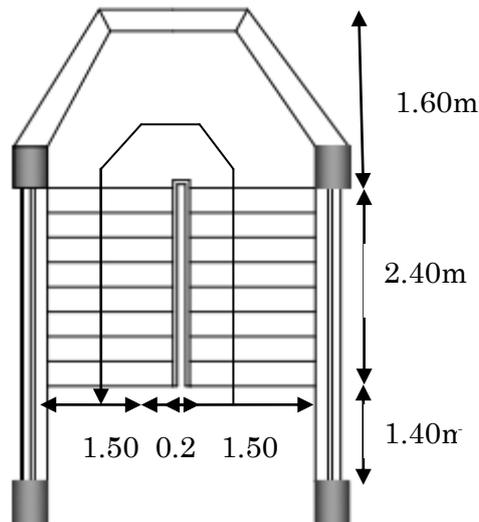


Figure 2-6: Vue en plan d'escalier

➤ Calcul du nombre de marche (n-1) et de contre marche (n)

$$H = 1.53\text{m}$$

$$L = 2.4\text{m}$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

$$64 n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64+2 \times 1.53+2.4) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $n = 9$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 9$

Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 8$

➤ Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 17\text{cm} \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.40}{8} = 30\text{cm}$$

➤ Epaisseur de la paillasse

$$l = 1.40 + \frac{1.53}{\sin 32.52} \Rightarrow l = 4.24\text{m}$$

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{20} \Rightarrow 14.13 \leq e \leq 21.20$$

On prend $e = 15\text{cm}$.

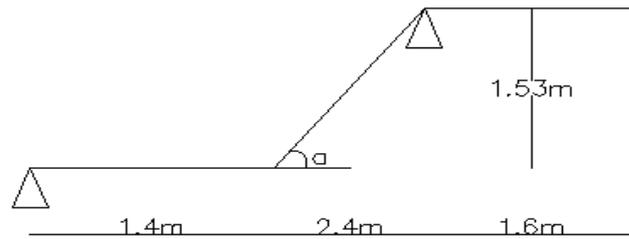


Figure 2-7: Schéma statique des escaliers

➤ Epaisseur du palier de repos

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui (console)

Condition de résistance : $e \geq L/20$; L : longueur de la console L= 160 cm

$$e \geq 160/20 \Rightarrow e = 8.00 \text{ cm}$$

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

On choisit l'épaisseur du palier de repos : $e = 15 \text{ cm}$

Tableau 2-1: Caractéristique d'escalier

volée	H (m)	L (m)	Inclinaison $\alpha(^{\circ})$	N ^{bre} de Contre marche	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
1	1.53	2.40	32.52	8	17	30	16

Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, d'après l'article [7.7.1] du RPA99/Version2003 les voiles doit respecter la condition

$$L > 4a, \text{ avec :}$$

L : la longueur totale du voile et a : épaisseur de voile.

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué dans la figure suivante :

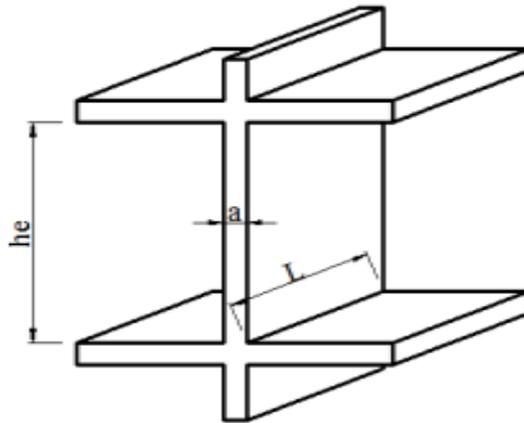


Figure 2-8: Coupe de voile en élévation.

On adoptera la formule suivante : $a = \frac{he}{20}$; $he = 3.06 - 0.25 = 2.81\text{m}$

On aura donc : $a = \frac{281}{20} = 14.05\text{cm}$

On opte pour une épaisseur de $a = 20\text{cm}$

L'acrotère

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

- Pour la terrasse accessible et terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$

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 .

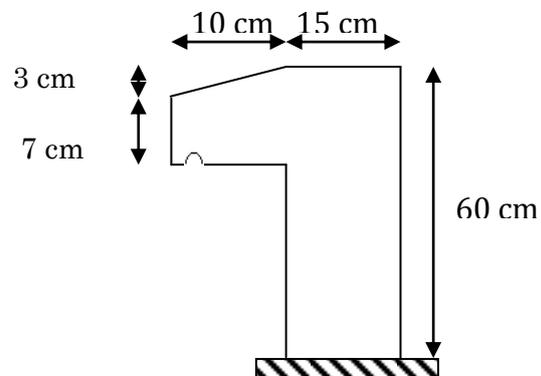


Figure 2-9: schéma de l'acrotère

Surface des acrotères sont :

$$S_{acce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.0985\text{m}^2$$

D'où

Le poids d'élément :

$$G = 0.0985 \times 25 = 2.46 \text{KN/m}$$

Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Poids de la cabine vide $\Rightarrow P_c = 28.5 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation (pour 10 personnes) $\Rightarrow P_e = 7.5 \text{ KN}$
- Vitesse de l'ascenseur $\Rightarrow V = 1 \text{ m/s}$
- Dalle de local machinerie : la dalle du local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids,...etc.).

Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

➤ Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PP} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis d'une poutre principale.

$$L_{\max} = 510 - 40 = 470 \text{cm}. \quad \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31.33 \text{cm} \leq h \leq 47.00 \text{cm}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$

$$\text{et } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On adopte **$h=45\text{m}$** **$b=30 \text{ cm}$**

Sachant que :

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

❖ Vérifications :

Selon le (RPA99/2003) [1], les poutres doivent respecter les dimensions ci-après,

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{c}$
- $h/b \leq 4.0$

Alors :

$$b=30 > 20\text{cm}$$

$$h=45 > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.0$$

Les dimensions trouvées sont : $b * h = (30 * 45)\text{cm}^2$

➤ Les poutres secondaires (P.S)

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

Dans ce sens $L_{\max} = 4.55\text{m}$ donc on adopte les mêmes dimensions que les poutres principales soit : **$h = 40\text{cm}$** et **$b = 30\text{cm}$**

Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU selon les réglés du BAEL91 [2], tout en respectant les prescriptions du RPA [1]

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

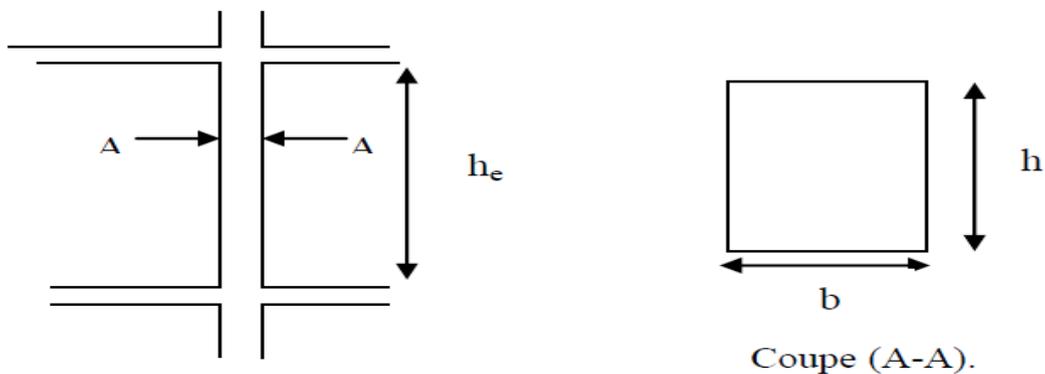


Figure 2-10: Coupe de poteau en élévation

Selon le RPA99/2003(Article 7.4.1) [1] :

- $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b, h) \geq h_e/20 \text{ cm}$
- $0.25 < b/h < 4$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

Les sections adoptées sont des sections carrées en suite :

- Entre sol 1 et 2 : $(b \cdot h) = 55 \cdot 55 \text{cm}^2$
- Entre sol 3 et RDC : $(b \cdot h) = 55 \cdot 50 \text{cm}^2$
- 1^{er} et 2^{ème} étage: $(b \cdot h) = 50 \cdot 50 \text{cm}^2$
- 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(b \cdot h) = 45 \cdot 50 \text{cm}^2$
- 5^{ème} étage et terrasse accessible: $(b \cdot h) = 45 \cdot 45 \text{cm}^2$

2.1.1.4. Evaluation des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

Terrasse inaccessible

Tableau 2-2: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	e(m)	Poids G (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0.05	1
Etanchéité multicouche	12	0.02	0.24
Isolation thermique	18	0.04	0.72
Corps creux 16+4	14.25	0.2	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2

La charge permanente totale pour le plancher terrasse inaccessible à corps creux est $G = 5.01 \text{ KN/m}^2$

Plancher terrasse accessible

Tableau 2-3: Evaluation des charges de Plancher terrasse accessible

Chargement	Poids volumique (KNm ³)	e(m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de Sable	18	0.02	0.36
Isolation thermique	18	0.04	0.72

Forme de pente	22	0.1	2.2
Planches corps creux (20+5)	14.25	0.25	3.56
Plancher dalle pleine (14cm)	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2

La charge permanente totale pour le plancher terrasse accessible à corps creux est

$$G = 7.84 \text{ KN/m}^2$$

La charge permanente totale pour le plancher terrasse accessible à dalle pleine est

$$G = 7.78 \text{ KN/m}^2$$

Plancher étage courant

Tableau 2-4: Evaluation des charges de Plancher étage courant

Chargement	Poids volumique (KNm ³)	e(m)	Poids G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de Sable	18	0.02	0.36
Isolation thermique	18	0.04	0.72
Planches dalle pleine	25	0.14	3.5
Plancher en corps creux (20+5)	14.25	0.25	3.56
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2

La charge permanente totale pour le plancher étage courant à dalle pleine est

$$G = 5.64 \text{ KN/m}^2$$

La charge permanente totale pour le plancher étage courant à corps creux est

$$G = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Tableau 2-5: Evaluation des charges de Mur extérieur

Chargement	Poids volumique (KN /m ³)	e (m)	Poids G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Briques creuses	9	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	0.00
Briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit de ciment	20	0.02	0.40

La charge permanente totale pour les murs extérieurs est $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$

L'acrotère

Tableau 2-6: Evaluation des charges de l'acrotère

Hauteur XJ(cm)	Épaisseur (cm)	Enduit en ciment G(KN/m)	Poids propre (KN/ml)
60	10	0.24	2.46

La charge permanente totale pour l'acrotère est $G = 2.70 \text{ KN/m}^2$

Les escaliers :

Palier

Tableau 2-7: Evaluation des charges de paliers d'escalier

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine (e=15)	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2

La charge permanente totale de palier est $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

Volée

Tableau 2-8: Evaluation des charges de la volée d'escalier.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	e(m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement horizontale	20	0.02	0.40
Mortier horizontale	20	0.02	0.40
Revêtement verticale	22	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0.24
Mortier verticale	20	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0.22
Lit de sable	18	0.02	0.36
Paillasse	25	0.15	3.75
Marche (h= 17cm)	22	0.17/2	1.87
Garde-corps	/	/	1.00
Enduit en ciment	20	0.02	0.4

La charge permanente totale de la volée est $G = 8.64 \text{ KN/m}^2$

❖ Charges d'exploitations

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible et d'étages courant est $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour RDC 1 et 2 est $Q = 5.00 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour l'entre sol 2(usage habitation) est $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour les escaliers est $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre pour l'acrotère est $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

2.1.1.5. Descente de charge

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

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

2.1.1.6. La loi de dégression des charges d'exploitation DTR BC2.2

Comme il est rare que les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0.5Q$.

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

Terrasse : Q_0

Niveau 5 : $Q_0 + Q$

Niveau 4 : surcharge niveau 5 + $0.9Q$

Niveau 3 : surcharge niveau 4 + $0.8Q$

Niveau 2 : surcharge niveau 3 + $0.7Q$

Niveau 1 : surcharge niveau 2 + $0.6Q$

Niveau RDC : surcharge niveau 1 + Q

Niveau entre sol 3 : surcharge niveau RDC + Q

Niveau entre sol 2 : surcharge niveau entre sol 3 + 0 .

➤ **Poteau centrale B3**

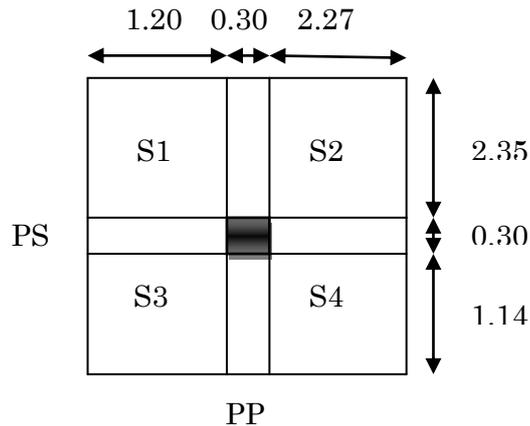


Figure 2-11: Surface afférente du poteau central B3

a) Poids des éléments porteurs

➤ **Entre sol 1 et 2**(55×55cm² ; h= 3.06m)

$$P_{\text{pot}} = 0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25 = 23.14 \text{ KN}$$

Les poutres principales (45 × 30cm²) et les poutres secondaires (40 × 30cm²) :

$$\text{Les poutres principales : } P_p = 0.45 \times 0.30 \times (2.35 + 1.47) \times 25 = 12.89 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_s = 0.40 \times 0.30 \times (1.20 + 2.27) \times 25 = 10.41 \text{ KN}$$

➤ **RDC et entre sol 3**(55×50cm² ; h= 3.06m)

$$P_{\text{pot}} = 0.55 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 21.03 \text{ KN}$$

Les poutres principales (45 × 30cm²) et les poutres secondaires (40 × 30cm²) :

$$\text{Les poutres principales : } P_p = 0.45 \times 0.30 \times (2.35 + 1.47) \times 25 = 12.89 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_s = 0.40 \times 0.30 \times (1.20 + 2.27) \times 25 = 10.41 \text{ KN}$$

➤ **Etage 1 et 2**(50×50cm² ; h= 3.06m)

$$P_{\text{pot}} = 0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 19.12 \text{ KN}$$

Les poutres principales (45 × 30cm²) et les poutres secondaires (40 × 30cm²) :

$$\text{Les poutres principales } P_p = 0.45 \times 0.30 \times (2.35 + 1.47) \times 25 = 12.89 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_s = 0.40 \times 0.30 \times (1.20 + 2.27) \times 25 = 10.41 \text{ KN}$$

➤ **Etage 3 et 4**(50×45cm² ; h= 3.06m)

$$P_{\text{pot}} = 0.50 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 17.21 \text{ KN}$$

Les poutres principales (45 × 30cm²) et les poutres secondaires (40 × 30cm²) :

$$\text{Les poutres principales : } P_p = 0.45 \times 0.30 \times (2.35 + 1.47) \times 25 = 12.89 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_s = 0.40 \times 0.30 \times (1.20 + 2.27) \times 25 = 10.41 \text{ KN}$$

➤ **Etage 5**(45×45cm² ; h= 3.06m)

$$P_{\text{pot}} = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

Les poutres principales (45 × 30cm²) et les poutres secondaires (40 × 30cm²) :

$$\text{Les poutres principales : } P_p = 0.45 \times 0.30 \times (2.35 + 1.47) \times 25 = 12.89 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres secondaires : } P_s = 0.40 \times 0.30 \times (1.20 + 2.27) \times 25 = 10.41 \text{ KN}$$

b) Surface afférentes

➤ **Pour le calcul des poids propres :**

$$S_1 = 1.20 \times 2.35 = 2.82 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.35 \times 2.27 = 5.33 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.47 \times 1.20 = 1.76 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.27 \times 1.47 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13.24 \text{ m}^2$$

➤ **Pour le calcul des charges d'exploitations :**

$$S_{\text{tot}} = 15.59 \text{ m}^2$$

c) Poids des éléments revenant au poteau B3

- **Entre sols, RDC, étage courants 1...5**

$$\text{Plancher corps creux 20+5} \Rightarrow G_{p1} = 5.19 \times S_{\text{tot}} = 5.19 \times 13.24 \Rightarrow G_{p1} = 68.71 \text{ KN}$$

- **Terrasse accessible**

$$\text{Plancher corps creux 20+5} \Rightarrow G_{p2} = 7.39 \times S_{\text{tot}} = 7.39 \times 13.24 \Rightarrow G_{p2} = 97.84 \text{ KN}$$

$$\text{Acrotère } G_A = 2.86 \times (1.20 + 0.3 + 2.27) \Rightarrow G_A = 10.78 \text{ KN}$$

d) Charges d'exploitation des éléments revenant au poteau B3

➤ **Entre sol 1 à usage bureau**

$$Q_1 = 2.5 \times S_{\text{tot}} = 2.5 \times 15.59 = 38.97 \text{ KN}$$

➤ **Entre sol 2 et étages courants à usage habitation**

$$Q_2 = 1.5 \times S_{\text{tot}} = 1.5 \times 15.59 = 23.38 \text{ KN}$$

➤ **Terrasse accessible**

$$Q_3 = 1.5 \times S_{\text{tot}} = 1.5 \times 15.59 = 23.38 \text{ KN}$$

➤ **Terrasse inaccessible**

$$Q_4 = 1.00 \times S_{\text{tot}} = 1.5 \times 15.59 = 15.59 \text{ KN}$$

e) Charge du mur en double cloison revenant au poteau B3 entre sol, RDC et étage courant 1...5 (h= 3.06m)

$$P_m = G_m \times L_m \times H_m = 2.85 \times (2.27 + 1.20) \times 2.66 = 26.30 \text{ KN}$$

f) Différentes surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

$$\text{Sous terrasse} \rightarrow Q_0 = 23.38 \text{ KN}$$

$$\text{Sous étage 05} \rightarrow Q_0 + Q = 46.46 \text{ KN}$$

$$\text{Sous étage 04} \rightarrow Q_0 + Q + 0.9Q = 67.23 \text{ KN}$$

$$\text{Sous étage 03} \rightarrow Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q = 85.69 \text{ KN}$$

$$\text{Sous étage 02} \rightarrow Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q = 101.85 \text{ KN}$$

$$\text{Sous étage 01} \rightarrow Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q = 115.70 \text{ KN}$$

$$\text{Sous RDC (3.00m)} \rightarrow Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + Q = 192.63 \text{ KN}$$

$$\text{Sous RDC (00.00m)} \rightarrow Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + Q + Q = 269.54 \text{ KN}$$

$$\text{Sous entre sol 2} \rightarrow Q_0 + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + Q + Q + 0.5Q = 281.07 \text{ KN}$$

Nous allons exposer l'ensemble des résultats de la décente de charge du poteau B3 dans le tableau récapitulatif si dessous :

Tableau 2-9:Tableau récapitulatif de la décente de charge du poteau B3

Niveau	Charge éléments [KN]	G [KN]	Q [KN]
N10	Poutre 23.30 Plancher 97.84 Acrotère 10.78	131.92	23.38
N9	Poteau 15.49 Poutre 23.30 Plancher 97.84 Acrotère 10.78	147.41	23.38
N8	Poteau 17.21 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	135.52	46.46
N7	Poteau 17.21 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	135.52	67.23
N6	Poteau 19.12 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	137.43	85.69
N5	Poteau 19.12 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	137.43	101.85
N4	Poteau 21.03 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	139.34	115.70
N3	Poteau 21.03 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	139.34	192.63
N2	Poteau 23.14 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	141.45	269.54
N1	Poteau 23.14 Poutre 23.30 Plancher 68.71 Mur 26.30	141.45	281.07
TOTAL		1386.81	281.07

L'exploitation des résultats de la décente de charge du poteau B3 nous a permis de déterminer l'effort normal à la base de la structure (Nu) comme suit :

$$Nu1 = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 1386.81) + (1.5 \times 281.07) \Rightarrow Nu1 = 2293.80 \text{ KN}$$

➤ Poteau de rive L13

Pour le calcul des poids propres

$$S1 = 2.19 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3.05 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 5.21 \text{ m}^2$$

Pour le calcul des charges d'exploitations

$$S_{\text{tot}} = 6.82 \text{ m}^2$$

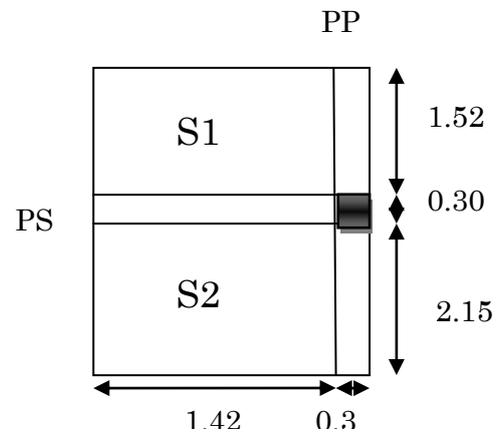


Figure 2-12: Surface afférente du poteau de rive L13

L'exploitation des résultats de la décente de charge du poteau L3 nous a permis de déterminer l'effort normal à la base de la structure (Nu) comme suit :

$$Nu2 = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 872.91) + (1.5 \times 53.21) \Rightarrow Nu2 = 1258.24$$

➤ Poteau d'escalier I6

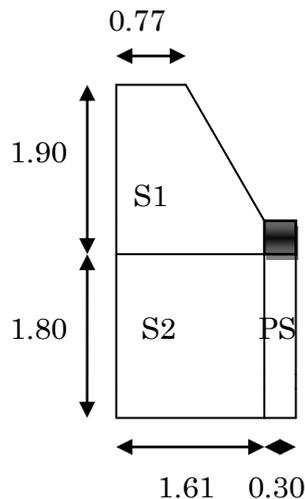


Figure 2-14: Surface afférente du poteau d'escalier I6 (terrasse inaccessible)

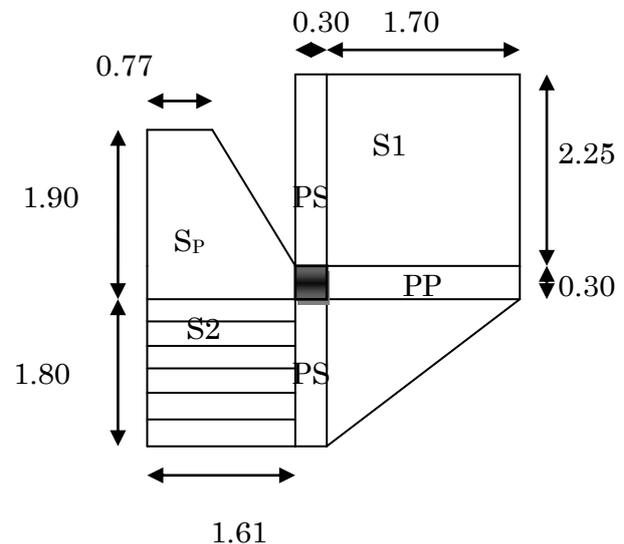


Figure 2-13: Surface afférente du poteau d'escalier I6 (T, étages 1...5 et RDC)

Surface afférentes (terrasse inaccessible)**Pour le calcul des poids propres**

$$S_1 = 2.38\text{m}^2$$

$$S_2 = 2.90 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 5.28 \text{ m}^2$$

Pour le calcul des charges d'exploitations

$$S_{\text{tot}} = 5.91 \text{ m}^2$$

- **Surface afférentes (terrasse accessible, étages 1..5, RDC et E S)**

Pour le calcul des poids propres

$$S_1 = 3.82\text{m}^2$$

$$S_2 = 1.05 \text{ m}^2$$

$$S_v = 2.90 \text{ m}^2$$

$$S_p = 2.38 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 10.11 \text{ m}^2$$

Pour le calcul des charges d'exploitations

$$S_{\text{tot}} = 11.96 \text{ m}^2$$

L'exploitation des résultats de la décente de charge du poteau I6 nous a permis de déterminer l'effort normal à la base de la structure (Nu) comme suit :

$$Nu_3 = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 1115.72) + (1.5 \times 115.80) \Rightarrow Nu_3 = 1679.92 \text{ KN}$$

Conclusion

- Pour le poteau B3 (poteau centrale) on a $Nu_1 = 2293.80 \text{ KN}$
- Pour le poteau L13 (poteau de rive) on a $Nu_2 = 1258.24 \text{ KN}$
- Pour le poteau I6 (poteau d'escalier) on a $Nu_3 = 11697.92 \text{ KN}$

D'où :

D'après le BAEL (Art B.8.1.2) l'effort normale du poteau B3 doit être majoré de 10%.

On aura donc : $P_3 = 1.1 \times Nu_1 \Rightarrow P_3 = 2523.18 \text{ KN}$

2.1.1.7. Vérifications

- **Compression simple**

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B > \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2523.18 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B > 0.177 \text{ m}^2$$

$B = 0.50 \times 0.50 = 0.250 < 0.175 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau 2-10: vérification de la compression

Niveau	Nu (KN)	Sections (cm ²)	B calculé (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Entre sol 1	2523.18	50×50	0.2500	10.09	Vérifiée
Entre sol 2	2294.10	50×50	0.2500	9.17	Vérifiée
Entre sol 3	1877.12	50×45	0.2250	8.69	Vérifiée
RDC	1543.30	50×45	0.2250	7.21	Vérifiée
Etage 1	1393.51	45×45	0.2025	6.88	Vérifiée
Etage 2	1162.77	45×45	0.2025	5.74	Vérifiée
Etage 3	928.22	45×40	0.1800	5.15	Vérifiée
Etage 4	692.71	45×40	0.1800	3.84	Vérifiée
Etage 5	453.38	40×40	0.1600	2.83	Vérifiée
Terrasse	234.47	40×40	0.1600	1.46	Vérifiée

• Vérification au flambement

D'après le CBA93, on doit vérifier que :

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

Avec :

- B_r : Section réduite du béton.
- A_s : Section des armatures.
- γ_b : coefficient de sécurité de béton.
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers
- α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement (λ) d'après la formule suivante

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

- l_f : Longueur de flambement.
- l_0 : Longueur du poteau.
- i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.
- I : Moment d'inertie: $I = h \cdot b^3 / 12$.

Vérification du poteau de l'entre sol :

- $l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14$ m.
- $B = 0.50 \times 0.50 = 0.25$ m².
- $I = 0.50 \times (0.50)^3 / 12 = 0.0052$ m⁴.
- $i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.144$.
- $\lambda = \frac{2.14}{0.144} = 14.86 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.82$
- $B_r \text{ calculée} = (b - 2) \times (h - 2) = 0.230$ m².

$A_s / B_r \geq 0.8\%$ en zone II

On final on obtient:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{80 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2523.18 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{80 \times 1.15} \right]} = 0.138 \text{ m}^2$$

Donc : $B_r \text{ calculée} = 0.230 > B_r = 0.134$ Vérifiée

Le poteau ne risque pas de flamber.

- **Vérification vis-à-vis du RPA99/Version2003 :**

Les dimensions de la section transversale retenues pour les poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article [7.4.1] du RPA qui sont les suivantes :

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

En ce qui concerne le bâtiment dont fait l'objet notre étude on a :

$$\min(b, h) = 50\text{ cm} \geq 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\min(b, h) = 50\text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$0.25 < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les poteaux sont vérifiés vis-à-vis des exigences du RPA99.

Chapitre 3 Calcul des éléments secondaires

3.1. Calcul des planchers

Introduction

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

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux (diaphragme).
- Transmission des charges et surcharges.
- Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :
 - ❖ plancher à corps creux
 - ❖ Plancher à dalle pleine

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée c'est à dire : Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce qu'il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante. Les Différents types de poutrelles.

Selon la disposition des poutrelles retenue précédemment on distingue 7 types de poutrelles :





3.1.1.1. Calcul des charges revenant aux poutrelles

à l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $p_u = 0.65q_u$

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65q_s$

Avec q est la charge sur le plancher et p la charge sur la poutrelle

Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.01 \text{ KN/m}^2$, $Q=1\text{KN/m}^2$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 * 5.01 + 1.5 * 1) = 8.26\text{KN/ml} \Rightarrow p_u = 5.37\text{KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) = (5.01 + 1) = 6.01 \Rightarrow p_s = 3.90 \text{ KN/ml.}$$

Plancher terrasse accessible : $G = 7.84 \text{ KN/m}^2$, $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 * 7.84 + 1.5 * 1.5) = 12.83\text{KN/ml} \Rightarrow p_u = 8.34\text{KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) = (7.84 + 1.5) = 9.34 \text{ KN/ml} \Rightarrow p_s = 6.07\text{KN/ml}$$

Plancher étage courant et entre sol 2 : $G = 5.64\text{KN/m}^2$, $Q=1.5\text{kN/m}^2$

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 * 5.64 + 1.5 * 1.5) = 9.86\text{KN/ml} \Rightarrow p_u = 6.41\text{KN/ml.}$$

$$p_s = (G + Q) = (5.64 + 1.5) = 7.14 \text{ KN/ml} \Rightarrow p_s = 4.64\text{KN/ml}$$

Plancher rez-de-chaussée et entre sol 3 : $G = 5.64\text{KN/m}^2$, $Q=5\text{KN/m}^2$

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 * 5.64 + 1.5 * 5) = 15.11\text{KN/ml} \Rightarrow p_u = 9.82\text{KN/ml.}$$

$$p_s = (G + Q) = (5.64 + 5) = 10.64\text{KN/ml} \Rightarrow p_s = 6.91\text{KN/ml}$$

3.1.1.2. Combinaison d'actions et calcul des charges

Tableau 3-1: Combinaison d'action.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.01	1	8.26	5.37	6.01	3.90
Terrasse accessible	7.84	1.5	12.83	8.34	9.34	6.07

Plancher Etage habitation	5.64	1.5	9.86	6.41	7.14	4.64
Plancher Etage commerce	5.64	5	15.11	9.82	10.64	6.91

Calcul des sollicitations

Méthodes de calcul

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Méthodes forfaitaire

a.1. Condition d'application

- Plancher terrasse inaccessible
- ❖ $Q \leq \min (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ❖ Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- ❖ Le rapport :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$
- ❖ Fissuration peu nuisible

a.2. Principe de la méthode CBA 93[2]

Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$$a = \frac{Q}{Q + G}$$

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

- Moments sur appuis :

- Appuis de rive: les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0.15M_0)$.

- Appuis intermédiaires :

Poutre a deux travées :

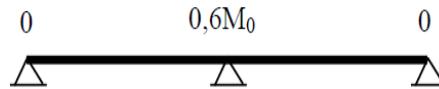


Figure 3-1: Poutre a deux travées

$$M_a = -0.6M_0.$$

Avec : $M_0 = \max(M_{01}, M_{02})$

Poutres à plus de deux travées :

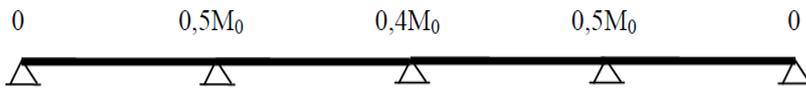


Figure 3-2: poutre à de deux travées

-Pour les appuis voisins de rives $M_a = -0.5M_0$

-Pour les autres appuis intermédiaires $M_a = -0.4M_0$

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

$$M_{0i} = \frac{q * L_i^2}{8}$$

- Moment en Travées :

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

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_a|}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1 + 0.3 * a) * M_0 \\ 1.05M_0 \end{matrix} \right. \dots\dots\dots (*)$$

$$\left\{ \begin{matrix} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 * a)M_0}{2} \dots\dots\dots (a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 * a)M_0}{2} \dots\dots\dots (b) \end{matrix} \right. \dots\dots\dots (**)$$

- (a) : Si c'est une travée de rive.
 - (b) : Si c'est une travée intermédiaire.
- M_t : est le maximum entre (*) et (**).

a.3. Evaluation des efforts tranchant

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement ou par la méthode de RDM.

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.

Méthode de CAQUOT

Conditions d'application

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

Principe de la méthode

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

Moment en appuis :

$$M_i = \frac{q_g L'_g{}^3 + q_d L'_d{}^3}{0.85(L'_g + L'_d)}$$

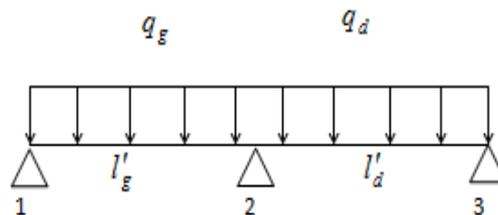


Figure 3-3: Schéma statique pour la méthode Caquot

Telle que :

L'_g et L'_d : longueurs fictives.

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

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

▪ Moment en travée :

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

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

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

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

- L'effort tranchant :

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

Méthode d'RDM

$$V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Etude de la poutrelle de type 1

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Plancher de terrasse accessible :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

Calcul des sollicitations

À l'ELU : $p_u = 8.34 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $p_s = 6.07 \text{ KN/ml}$

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

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

- Calcul des moments isostatique :

A l'ELU :

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{7.94 * 3.65^2}{8} = 13.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{7.94 * 3.10^2}{8} = 9.53 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{5.77 * 3.65^2}{8} = 9.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{5.77 * 3.10^2}{8} = 6.93 \text{ KN.m}$$

- Moments sur les appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

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

À l'ELU :

$$M_A = M_C = -0.15 * M_{max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.15 * M_{max}(13.22, 9.53) = -1.98 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 * M_{max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 * M_{max}(13.22, 9.53) = -7.93 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15 * M_{max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.15 * M_{max}(9.60, 6.93) = -1.44 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 * M_{max}(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 * M_{max}(9.60, 6.93) = -5.76 \text{ KN.m}$$

- Les moments fléchissant en travées :

$$a = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 7.84} = 0.168$$

$$1 + 0.3a = 1 + (0.3 * 0.168) = 1.050$$

$$1.2 + 0.3a = 1.2 + (0.3 * 0.168) = 1.250$$

$$\frac{1.2 + 0.3a}{2} = \frac{1.2 + (0.3 * 0.168)}{2} = 0.625$$

$$\frac{1 + 0.3a}{2} = \frac{1 + (0.3 * 0.168)}{2} = 0.525$$

À l'ELU :

Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 7.93}{2} \geq 1.05 * 13.22 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + (0.3 * 0.168)}{2} * 13.22 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t \geq 9.91 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 8.26 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.91, 8.26) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.91 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t + \frac{7.93 + 0}{2} \geq 1.05 * 9.53 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + (0.3 * 0.168)}{2} * 9.53 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t \geq 6.04 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 5.96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.04, 5.96) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.04 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée A-B :

$$M_t + \frac{0 + 5.76}{2} \geq 1.05 * 9.60 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + (0.3 * 0.168)}{2} * 9.60 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t \geq 7.20 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 6.00 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.20, 6.00) \text{KN.m}$$

$$M_t = 7.20 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t + \frac{5.76 + 0}{2} \geq 1.05 * 6.93 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + (0.3 * 0.168)}{2} * 6.93 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t \geq 4.40 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 4.33 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.40, 4.33) \text{KN.m}$$

$$M_t = 4.40 \text{KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

On calcul V_0 pour chaque travée : $V_0 = \frac{q \cdot l}{2}$

Travée AB :

$$V_A = \frac{p_u * l}{2} = \frac{8.34 * 3.65}{2} = 14.50 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{p_u * l}{2} = -1.15 \frac{8.34 * 3.65}{2} = -16.66 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{p_u * l}{2} = \frac{8.34 * 3.10}{2} = 14.15 \text{KN}$$

$$V_C = -1.15 \frac{p_u * l}{2} = -1.15 \frac{8.34 * 3.10}{2} = -12.30 \text{KN}$$

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

Tableau 3-2: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)

Tra v	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.65	8.34	6.07	13.22	9.60	-1.98	-1.44	-7.93	-5.76	9.91	7.20	14.50	-16.66
B-C	3.10	8.34	6.07	9.53	6.93	-7.93	-5.76	-1.98	-1.44	6.04	4.40	14.15	-12.30

Tableau 3-3: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles d'étage courant et entre sol 2 (type 1)

Tra v	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.65	6.41	4.64	10.02	7.24	-1.50	-1.08	-6.01	-5.76	7.68	5.55	10.98	-12.62
B-C	3.10	6.41	4.64	7.22	5.22	-6.01	-4.34	-1.50	-4.34	4.70	3.40	10.71	-9.32

Tableau 3-4: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles de RDC et entre sol3 (type 1).

Tra v	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.65	9.82	6.91	15.70	11.03	-2.35	-1.65	-9.42	-6.61	13.30	9.34	17.20	-19.78
B-C	3.10	9.82	6.91	11.32	7.95	-9.42	-6.61	-2.35	-1.65	8.20	5.82	16.79	-14.61

Remarque : les types 1 et 2 sont calculés par la méthode forfaitaire par contre les types 3, 4, 5, et 6 sont calculés par la méthode de Caquot minorée et le 7^{ème} type est calculé par la méthode de RDM (poutre isostatique).

Exemple de calcul par la méthode de Caquot minorée

Tableau 3-5: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher de terrasse accessible (type 4)

Tra v	L (m)	p (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.00	6.04	4.37	18.08	13.03	-2.70	-1.95	-13.51	-9.75	18.53	13.51	17.16	-22.57
B-C	3.55	6.04	4.37	9.10	6.56	-13.51	-9.75	-2.70	-1.95	6.67	4.87	17.89	-10.29

Tableau 3-6:Sollicitations à l'EIU et à l'ELS des poutrelles plancher étage habitation (type 4)

Tra v	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.00	4.76	3.41	14.03	10.06	-2.10	-1.50	-10.50	-7.53	13.91	10.08	12.92	-17.53
B-C	3.55	4.76	3.41	7.07	5.07	-10.50	-7.53	-2.10	-1.50	4.95	3.60	13.61	-7.72

Tableau 3-7:Sollicitations à l'Elu et à l'ELS des poutrelles de plancher étage commerce (type 4).

Trav	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	5.00	8.17	5.69	24.71	17.15	-3.70	-2.57	-18.47	-12.84	20.95	14.77	19.87	-27.26
B-C	3.55	8.17	5.69	12.46	8.64	-18.47	-12.84	-3.70	-2.57	7.05	5.00	21.92	-11.53

Tableau 3-8:Sollicitations à l'Elu et à l'ELS des poutrelles (type 02)

NIV	Tra	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
			p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
Etage terrasse accessible	A-B	3.65	8.34	6.07	13.22	9.60	-1.98	-1.44	-6.61	-4.81	10.59	7.70	14.50	-15.95
	B-C	3.10	8.34	6.07	9.53	6.93	-6.61	-4.81	-4.77	-3.47	5.01	3.64	13.55	-13.55
	C-D	3.00	8.34	6.07	8.94	6.50	-4.77	-3.47	-1.98	-1.44	7.00	5.09	13.10	-11.92
Etage habitation	A-B	3.65	6.41	4.64	10.02	7.24	-1.50	-1.08	-5.01	-3.62	8.18	5.91	10.98	-12.07
	B-C	3.10	6.41	4.64	7.22	5.22	-5.01	-3.62	-3.61	2.61	3.85	2.78	10.25	-10.25
	C-D	3.00	6.41	4.64	6.76	4.89	-3.61	-2.61	-1.50	-1.08	5.41	3.91	9.91	-9.02
Etage commerce	A-B	3.65	9.82	6.91	15.70	11.0 3	-2.35	-1.65	-7.85	-5.51	14.08	9.89	17.20	-18.92
	B-C	3.10	9.82	6.91	11.32	7.95	-7.85	-5.51	-5.66	-3.97	6.49	4.56	16.07	-16.07
	C-D	3.00	9.82	6.91	10.60	7.45	-5.66	-3.97	-2.35	-1.65	9.33	6.56	15.54	-14.14

Tableau 3-9:Sollicitations à l'Elu et à l'ELS des poutrelles (type 03)

NIV	Tra	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
			p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
étage terra	A-B	3.65	6.04	4.37	9.62	6.94	-2.76	-1.99	-7.09	-5.12	9.92	7.23	12.56	-16.44
	B-C	3.10	6.04	4.37	6.94	5.00	-7.09	-5.12	-13.02	-9.40	-0.28	-0.15	10.39	-14.21
	C-D	5.05	6.04	4.37	18.42	13.29	-13.02	-9.40	-2.76	-1.99	19.24	14.02	22.62	-17.48
Etage habitation	A-B	3.65	4.76	3.41	7.47	5.36	-2.14	-1.54	-5.51	-3.95	7.45	5.40	9.47	-12.49
	B-C	3.10	4.76	3.41	5.29	3.86	-5.51	-3.95	-10.12	-7.25	-2.40	-0.24	9.70	-12.23
	C-D	5.05	4.76	3.41	14.31	10.26	-10.12	-7.25	-2.14	-1.54	14.45	10.47	17.19	-13.18
Etage commerce	A-B	3.65	8.17	5.69	13.17	9.14	-3.78	-2.62	-9.69	-6.74	11.22	7.91	14.55	-19.86
	B-C	3.10	8.17	5.69	9.50	6.60	-9.69	-6.74	-17.80	-12.37	-2.06	-1.35	15.70	-18.67
	C-D	5.05	8.17	5.69	25.21	17.50	-17.80	-12.38	-3.78	-2.62	21.81	15.38	27.33	-20.28

Tableau 3-10:Sollicitations à l'Elu et à l'ELS des poutrelles (type 05)

NIV	Tra	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
			p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
Terrasse	A-B	5.00	6.04	4.37	18.06	13.03	-2.70	-1.75	-12.84	-9.27	18.82	13.72	17.29	-22.43
	B-C	3.65	6.04	4.37	9.10	6.56	-12.84	-9.27	-11.89	-8.58	-0.15	-0.17	19.18	-20.51
	C-D	4.80	6.04	4.37	16.64	12.00	-11.89	-8.58	-2.70	-1.75	17.32	12.62	21.55	-16.59
Etage habitation	A-B	5.00	4.76	3.41	14.03	10.06	-2.10	-1.50	-9.98	-7.15	14.14	10.24	13.04	-17.04
	B-C	3.65	4.76	3.41	7.07	5.07	-9.98	-7.15	-9.24	-6.62	-0.13	-0.03	14.50	-15.54
	C-D	4.80	4.76	3.41	12.93	9.27	-9.24	-6.62	-2.10	-1.50	13.01	9.43	16.38	-12.51
Etage commerce	A-B	5.00	8.17	5.69	24.71	17.15	-3.70	-2.57	17.55	-12.20	21.34	15.04	20.06	-27.08
	B-C	3.65	8.17	5.69	12.46	8.64	17.55	-12.20	-16.26	-11.30	-2.05	-1.31	22.55	-24.54
	C-D	4.80	8.17	5.69	22.78	15.81	16.26	-11.30	-3.70	-2.57	19.63	13.84	26.01	-19.24

Tableau 3-11: Sollicitations à l'Elu et à l'ELS des poutrelles (type 06)

NIV	Tra v	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
			p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
Terrasse	A-B	3.00	6.04	4.37	6.50	4.09	-2.49	-1.80	-5.81	-4.19	2.26	4.57	9.98	-13.66
	B-C	3.55	6.04	4.37	9.10	6.56	-5.81	-4.49	-11.89	-8.58	3.84	2.84	10.80	-13.01
	C-D	4.80	6.04	4.37	16.64	12.00	-11.89	-8.58	-2.49	-1.80	17.32	12.62	21.55	-16.59
Etage habitation	A-B	3.00	4.76	3.41	5.05	3.62	-1.93	-1.39	-4.52	-3.24	4.69	3.40	7.51	-10.53
	B-C	3.55	4.76	3.41	7.07	5.07	-4.52	-3.24	-9.24	-6.62	2.74	2.02	8.14	-9.88
	C-D	4.80	4.76	3.41	12.93	9.27	-9.24	-6.62	-1.93	-1.39	13.01	9.43	16.38	-12.51
Etage commerce	A-B	3.00	8.17	5.69	8.89	6.17	-3.41	-2.37	-7.95	-5.52	7.00	4.94	11.49	-16.79
	B-C	3.55	8.17	5.69	12.46	8.64	-7.95	-5.52	-16.26	-11.30	3.03	2.21	12.47	-15.78
	C-D	4.80	8.17	5.69	22.78	15.81	-16.26	-11.30	-3.41	-2.37	19.63	13.88	26.01	19.24

Tableau 3-12: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS de poutrelle de (type 7).

Trav	L (m)	p(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		p _u	p _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.90	5.37	3.90	10.20	7.41	0	0	0	0	10.20	7.41	10.47	-10.47

Ferraillage des poutrelles:

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

Les sollicitations maximales utilisées dans le ferraillage :**Tableau 3-13:** Sollicitations maximales pour le ferraillage

Poutrelles	ELU				ELS		
	M _t ^{max} (KNm)	M _a ^{max} (KNm)	M _a ^{rive} (KNm)	V _u ^{max} (KN)	M _t ^{max} (KNm)	M _a ^{max} (KNm)	M _a ^{rive} (KNm)
Terrasse accessible	18.53	-13.51	-2.70	-22.57	13.51	-9.75	-1.95
Etage habitation	13.91	-10.50	-2.10	-17.53	10.08	7.53	-1.50
Etage commerce	20.95	18.47	-3.70	-27.26	14.77	-12.84	-2.57
Terrasse inaccessible	10.20	0	0	10.47	7.41	0	0

Calcul des armatures longitudinales :

- **Plancher Terrasse accessible**

Calcul à l'ELU :

$$M_{TU} = f_{bu} * b * h_0 (d - h_0/2)$$

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_u > M_{tu}$. On calcule une section en T.

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.64 * 0.05 * 14.2 * (0.225 - 0.025)$$

$$M_{tu} = 90.88 \text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera muni pour une section rectangulaire $b * h$

$$M^t = 18.53 \text{KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}}$$

$$u_{bu} = \frac{18.53 * 10^{-3}}{0.64 * 0.225^2 * 14.2} = 0.040 < u_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.051$$

$$Z = d * (1 - 0.4a) = 0.225(1 - 0.4 * 0.051) = 0.220 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z * f_{st}} = \frac{18.53 * 10^{-3}}{0.220 * 348} = 2.42 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 * 0.64 * 0.225 * \frac{2.1}{400} = 1.738 \text{cm}^2$$

$A_t > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

On opte pour 2HA12 + 1HA8 Avec $A = 2.76 \text{cm}^2$

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires**

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

$$M_U = -13.51 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}}$$

$$u_{bu} = \frac{13.51 * 10^{-3}}{0.10 * 0.225^2 * 14.2} = 0.187$$

$$u_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B : } \xi_{st} = 3.5\text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\xi_l}; \text{ avec: } \xi_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.74\text{‰}$$

$$\alpha_l = 0.667$$

$$u_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4\alpha_l) = 0.391: u_{bu} < u_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z * f_{st}}$$

Avec :

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.260$$

$$Z = d * (1 - 0.4a) = 0.225(1 - 0.4 * 0.260) = 0.201 \text{ m}$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right) = 9.96 \text{ ‰}$$

$$\xi_{st} > \xi_{st} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z * f_{st}} = \frac{13.51 * 10^{-3}}{0.201 * 348} = 1.93 \text{ cm}^2 \text{ GEF}$$

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

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.10 * 0.225 * \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} 0.27 \text{ cm}^2 \leq A_a \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA10 + 1HA12 Avec $A = 1.92 \text{ cm}^2$

▪ **Calcul de l'armature aux appuis de rive:**

$$M_U = -2.70 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}}$$

$$u_{bu} = \frac{2.70 * 10^{-3}}{0.10 * 0.225^2 * 14.2} = 0.037$$

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

$$u_{bu} < u_l \Rightarrow A' = 0$$

Avec :

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0.047$$

$$Z = d * (1 - 0.4a) = 0.225(1 - 0.4 * 0.047) = 0.220 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z * f_{st}} = \frac{2.70 * 10^{-3}}{0.220 * 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.10 * 0.225 * \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq A_a \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

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

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u \text{ BAEL}[2].$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\delta_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V^{max} = 22.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{22.57 * 10^{-3}}{0.10 * 0.225} = 1.003 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$C'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

Ferraillage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min\{h/35, b_0/10, \Phi_L\}$$

Φ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{250}{35}, \frac{100}{10}, 8\right\} = 7.14 \text{ mm} \text{ on adopte a un étrier } \Phi 6.$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

- Espacement S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 * 22.5, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.25\text{cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} [2]$$

{ Flexion simple
 Fissuration peut nuire $\Rightarrow K = 1$
 Pas de reprise de bétonnage
 $a = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0.57 \frac{0.8 * 235}{10 * (1.003 - 0.3 * 2.1)} = 28.72\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 * 10^{-4} * 235}{0.1 * 0.4} = 0.334\text{m} = 33.48\text{cm}.$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_l = 2.76 + 1.92 = 4.68\text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(22.57 * 10^{-3} - \frac{13.51 * 10^{-3}}{0.9 * 0.225} \right) = -1.312\text{cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

Au niveau de l'appui :

On a $M_u=0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} * 13.51 * 10^{-3} = 0.388\text{cm}^2$$

$$A_l = 2.76 + 0.79 = 3.55\text{cm}^2 \geq 0.388\text{cm}^2 \text{ C'est vérifié}$$

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 * V_u}{0.9 * d * b * h_0} \leq \bar{\tau}_u [2]$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{0.270 * 22.57 * 10^{-3}}{0.9 * 0.225 * 0.64 * 0.05} = 0.940 \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$$

La condition vérifiée (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Vérifications à l'ELS**

les vérifications à faire sont :

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

- ❖ **Etat limite de compression du béton.**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

En travée :

$$M_{ts} = 13.51 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.64 \frac{0.05^2}{2} - 15 * 2.76 * 10^{-4} (0.225 - 0.05) = 7.55 * 10^{-5} m$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b * h$

Détermination de l'axe neutre (y) :

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

$$\frac{0.64}{2} * y^2 + 15 * 2.76 * 10^{-4} * y - 15 * 2.76 * 10^{-4} * 0.225 = 0$$

$$0.32 * y^2 + 4.14 * 10^{-3} * y - 9.315 * 10^{-4} = 0$$

$$y = 0.046 m = 4.66 \text{cm}$$

Calcul de I:

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

$$I = \frac{0.64 * 0.046^3}{3} + 15 * 2.76 * 10^{-4} * (0.225 - 0.046)^2$$

$$I = 15335.016 \text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{13.51 * 10^{-3}}{15335.016 * 10^{-8}} * 0.046 = 4.105 \text{Mpa}$$

Donc $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots c'est vérifié$

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 9.75 \text{KNm}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.64 * \frac{0.05^2}{2} - 15 * 1.92 * 10^{-4} (0.225 - 0.05) = 2.96 * 10^{-4} m$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire

$$b_0 * h.$$

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d$$

$$y = 0.088m = 8.86cm$$

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + 15 * A * (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{0.10 * 0.088^3}{3} + 15 * 1.92 * 10^{-4} * (0.225 - 0.088)^2$$

$$I = 7677.045 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.117 Mpa$$

Donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots c'$ est vérifié

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures.**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification

(BAEL art B-6-3)

▪ **Etat limite de déformation BAEL [1]**

Les déformation des éléments du plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, et les déformations doivent pas également, conduit par leur effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certains des hypothèses de calcul, alors on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche. et pour ne pas effectuer ce calcul de flèche on doit vérifier certaines conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{25}{505} = 0.049 \leq 0.062$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 * M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

La condition (1) n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche:

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

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

$$f_{adm} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000} = 0.5\text{cm} + \frac{505}{1000} = 1.005\text{cm} \quad (\text{BAEL art B-6-5-3})$$

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

f_{ij} : 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 :

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

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

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d}$$

$$\rho = \frac{2.76}{10 * 22.5} = 0.012$$

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

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

$E_i = 11000 * (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.195 \text{ Mpa}$. Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.395 \text{ Mpa}$. Module de déformation longitudinale différée du béton.

- Contraintes :

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

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

- Inerties fictives (If) :

$$u_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}}; u_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}}; u_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $u \leq 0 \Rightarrow u = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * u_j}; If_{ig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * u_g}; If_{ip} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * u_p}; If_{vg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * u_g}$$

- Inertie homogène

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

$$I_0 = \frac{b}{3}y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

▪ **Evaluation des flèches :**

$$q_{jser} = 0.65 * G = 0.65 * 3.56 = 2.31 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 * G = 0.65 * 7.39 = 4.80 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 * (G + Q) = 0.65 * (7.39 + 1.5) = 5.77 \text{KN/m.}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} * L^2}{10 * E_i * I_{fij}}; f_{gj} = \frac{M_{gser} * L^2}{10 * E_i * I_{fig}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} * L^2}{10 * E_i * I_{fip}}; f_{gv} = \frac{M_{gser} * L^2}{10 * E_v * I_{fgv}}$$

$$M_{jser} = 3.73 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 7.74 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 9.31 \text{KN.m}$$

Remarque :

Les différents moments $M_{jser}, M_{gser}, M_{pser}$ sont calculés avec la méthode de Caquot minorée

Propriété de la section :

$$y = 4.66 \text{cm}$$

$$I = 15335.016 \text{cm}^4 \text{ Moment d'inertie de la section efficace}$$

$$y_G = 8.42 \text{cm}$$

$$I_0 = 35414.854 \text{cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section homogène (acier + béton))}$$

$$A_S = 2.76 \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 \left(\frac{0.10}{0.64}\right)\right) 0.012} = 3.54$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.42$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{3.73 * (0.225 - 0.0466) * 10^5}{15335.016} = 65.06 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{7.74 * (0.225 - 0.0466) * 10^5}{15335.016} = 135.00 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{9.31 * (0.225 - 0.0466) * 10^5}{15335.016} = 162.39 \text{Mpa}$$

$$u_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.012 * 65.06 + 2.1} = 0.30 > 0$$

$$u_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.012 * 135.00 + 2.1} = 0.57 > 0$$

$$u_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.012 * 162.9 + 2.1} = 0.62 > 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 * 35414.854}{1 + (3.54 * 0.30)} = 18892.502 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 * 35414.854}{1 + (3.54 * 0.57)} = 12908.853 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 * 35414.854}{1 + (3.54 * 0.62)} = 12193.670 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 * 35414.854}{1 + (1.42 * 0.57)} = 21529.976 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.73 * 10^{-3} * 5.05^2}{10 * 32164.195 * 18892.502 * 10^{-8}} = 0.0015 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.71 * 10^{-3} * 5.05^2}{10 * 32164.195 * 12908.853 * 10^{-8}} = 0.0047 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.31 * 10^{-3} * 5.05^2}{10 * 32164.195 * 12193.670 * 10^{-8}} = 0.0060 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{7.74 * 10^{-3} * 5.05^2}{10 * 10721.395 * 21839.71 * 10^{-8}} = 0.0084 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0084 - 0.0015 + 0.0060 - 0.0047 = 0.0082 \text{ m}$$

$\Delta f = 0.82 \text{ cm} \leq 1.005 \text{ cm}$ Donc la condition de flèche est vérifiée

Tableau 3-14: Calcul des sections de Ferrailage de poutrelle type 4

Plancher		Terrasse accessible	Plancher habitation		Entre sol 1
Travee	$M(KNm)$	18.53	20.95	15.92	13.91
	u_{bu}	0.040	0.045	0.034	0.030
	α	0.051	0.058	0.044	0.038
	$Z(M)$	0.220	0.219	0.221	0.221
	$A(\text{cm}^2)$	2.76	2.76	2.07	1.80
Appui Intermédiaire	$M(KNm)$	13.51	18.47	12.78	10.50
	u_{bu}	0.187	0.256	0.177	0.146
	α	0.260	0.376	0.246	0.198
	$Z(M)$	0.201	0.191	0.202	0.207
	$A(\text{cm}^2)$	1.92	2.76	1.92	1.57
Appui de	$M(KNm)$	2.70	3.70	2.65	2.10

rive	u_{bu}	0.037	0.051	0.036	0.029
	a	0.047	0.066	0.045	0.037
	$Z(M)$	0.220	0.219	0.220	0.221
	$A(cm^2)$	0.79	0.5	0.79	0.50

▪ **Choix des barres et vérification au cisaillement :**

Tableau 3-15: Choix des barres de ferrailages vérification au cisaillement

Planchers	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive	V_U (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
Terrasse accessible	2HA12+1HA8 =2.76	1HA12+1HA10 =1.92	1HA10=0.79	22.57	1.003	3.33
Etage habitation	2HA8+1HA10 =1.80	2HA10=1.57	1HA8=0.5	17.53	0.779	3.33
Etage commerce	2HA12+1HA8 =2.76	2HA12+1HA8 =2.76	1HA8=0.5	27.26	1.21	3.33
Terrasse inaccessible	3HA10=2.37	2HA8=1.01	1HA8=0.5	10.47	0.58	3.33

Choix des armateurs transversales

Pour tous les types de poutrelles on prend :

Armatures transversales : $A_t = 2 * HA6 = 0.57cm^2$.

L'espacement : $S_t = 20cm$ pour tous les niveaux sauf RDC et Entre sol 3 : $S_t = 15cm$

• **Etat limite de compression de béton :**

Tableau 3-16: Vérification aux états limites de compression du béton.

Planchers	En travée			En appui			$\bar{\sigma}$
	$M_t(KNm)$	$I(cm^4)$	$\sigma(Mpa)$	$M_a(KNm)$	$I(cm^4)$	$\sigma(Mpa)$	
Terrasse accessible	13.51	15335.016	4.105	9.75	7677.045	11.11	15
Etage habitation	10.08	51399.77	0.77	7.53	40447.89	1..52	15
Etage commerce	3.69	8323.23	1.72	2.25	5769.4	1.3	15
Terrasse inaccessible	10.20	8333.11	3.51	/	/	/	/

- **Etat limite de déformation**

Tableau 3-17: Vérification aux états limites de déformation

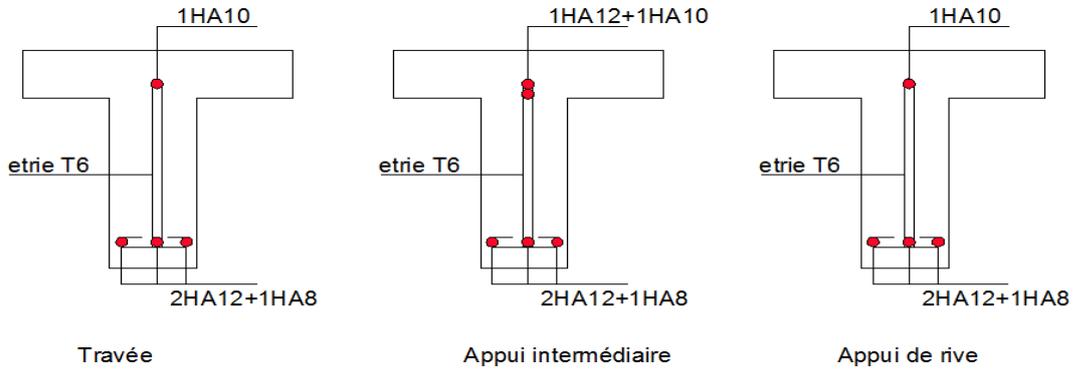
Planchers	Plancher terrasse accessible	Plancher étage habitation	Plancher étage commerce
q_{jser} (KN/m)	2.31	2.13	2.13
q_{gser} (KN/m)	4.80	3.37	3.37
q_{pser} (KN/m)	5.77	4.33	6.62
M_{jser} (KN.m)	3.73	3.73	3.73
M_{gser} (KN.m)	7.74	5.43	5.43
M_{pser} (KN.m)	9.31	7.013	10.67
I_0 (Cm ⁴)	35414.854	32488.256	35414.854
ρ	0.012	.008	0.012
λ_i	3.54	5.31	3.54
λ_v	1.42	2.12	1.42
σ_{sj} (Mpa)	65.06	20.20	65.06
σ_{sg} (Mpa)	135.00	29.44	94.75
σ_{sp} (Mpa)	162.39	37.96	186.19
u_j	0.30	-0.338	0.30
u_g	0.57	-0.208	0.45
u_p	0.62	-0.108	0.67
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	18892.502	35737.081	18892.502
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	12908.853	35737.081	15023.655
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	12193.670	35737.081	11553.573
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	21539.976	35737.081	23768.358
f_{ji} (mm)	1.5	0.8	1.5
f_{gi} (mm)	4.7	1.2	2.8
f_{pi} (mm)	6.0	1.5	7.3
f_{vg} (mm)	8.4	3.6	3.4
Δf (mm)	8.2	3.07	6.4
f_{adm} (mm)	10.05	10.50	10.05

Remarque

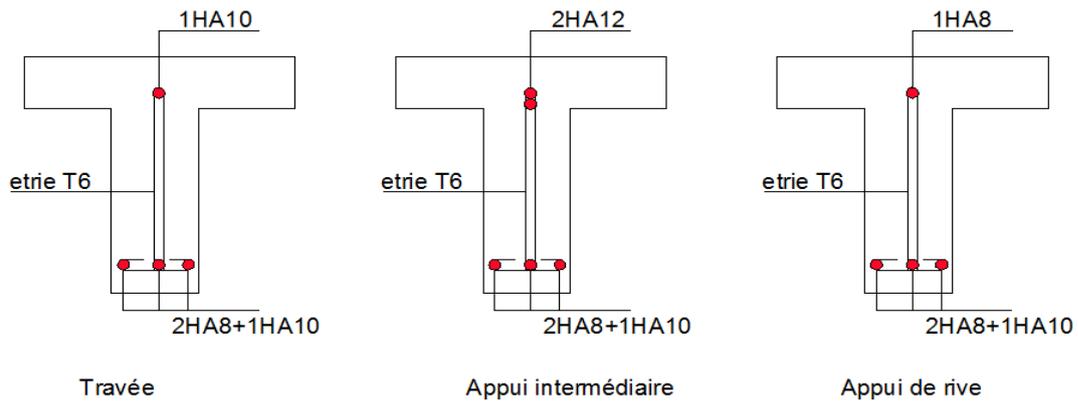
$U < 0 \Rightarrow U = 0$

Schéma de ferrailage des poutrelles

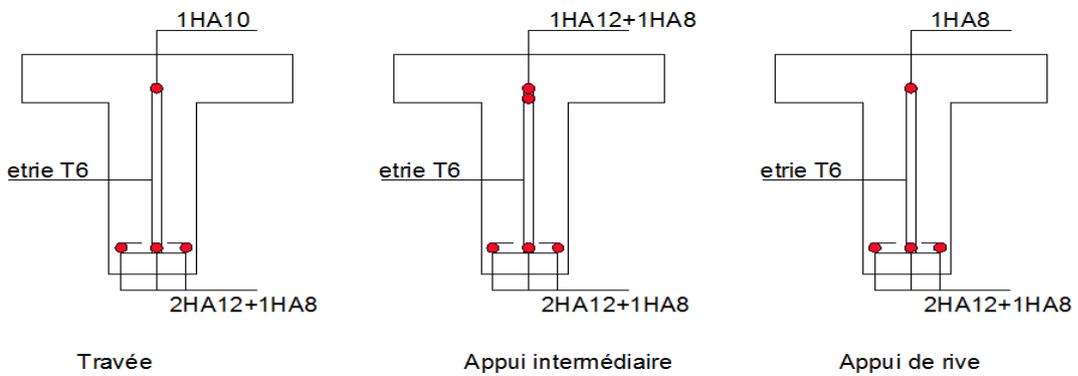
Plancher terrasse accessible



Plancher étage habitation



Plancher étage commerce



Plancher terrasse inaccessible

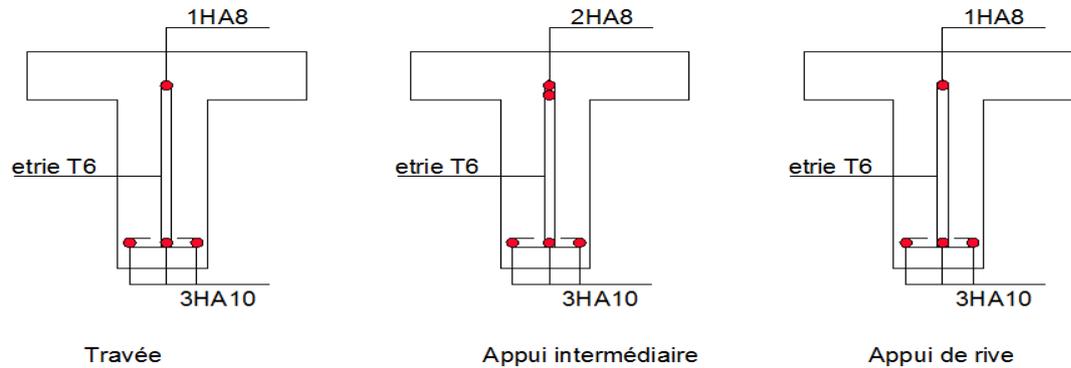


Figure 3-4: Schéma de ferrailage des poutrelles

Remarque :

Pour toutes les poutrelles des planchers on prend la largeur de la poutrelle $b_0 = 12 \text{ cm}$ pour avoir un espacement suffisant entre les armatures

Ferrailage de la dalle de compression

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot b}{f_e} = \frac{4 \cdot 0.65}{235} = 1.10 \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \text{ Selon le CBA93 [3].}$$

$$St < 20 \text{ cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$St < 30 \text{ cm}$$

$$5\phi_6 / \text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ perpendiculaires aux poutrelles} \rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

On choisit :

$$4\phi_6 / \text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ Parallèles aux poutrelles} \rightarrow St = 25 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Remarque

Pour faciliter la mise en œuvre on utilise un TS $\phi 6 (15 \times 15)$

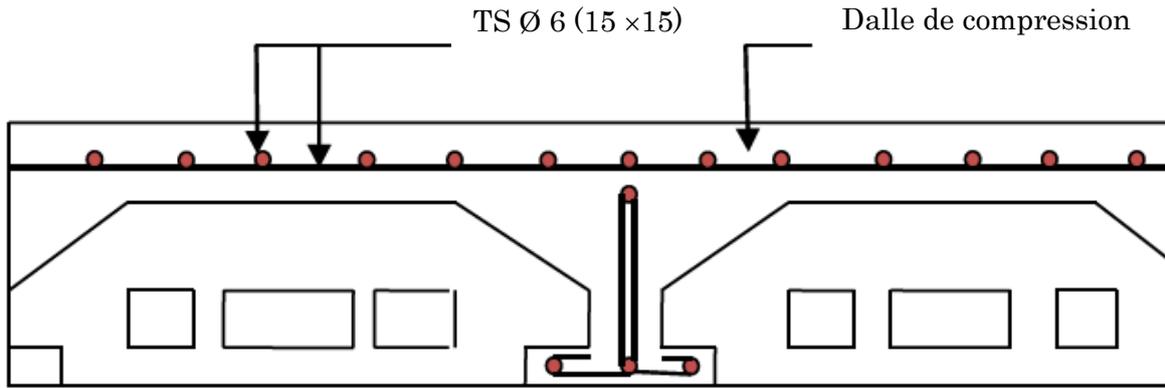


Figure 3-5: ferrailage de la dalle de compression.

3.2. Calcul des dalles pleines

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si: $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

Type 1: dalle sur trois appuis (balcon)

1. Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

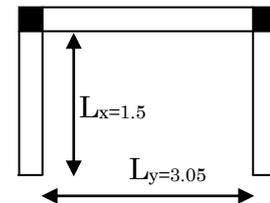


Figure 3-6: dalle sur trois appuis

$$2) lx > \frac{ly}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times ly^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(lx - \frac{ly}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

2. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,5}{3,05} = 0,44 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,05}{2} = 1,525 \Rightarrow lx \leq \frac{l_x}{2}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_y = p \times \frac{Lx^3}{6} \\ M_x = p \times \frac{Lx^2}{2} \times Ly - \frac{2}{3} \times p \times Lx^3 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 5,13 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 12,17 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5,13 + 3,5 = 8,63 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul les moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_y = 12,17 \times \frac{1,35^3}{6} \Rightarrow M_y = 4,99 \text{ KN.m} \\ M_x = 12,17 \times \frac{1,35^2}{2} \times 3,05 - \frac{2}{3} \times 12,17 \times 1,05^3 \Rightarrow M_x = 13,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La correction des moments :

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 11,78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 4,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = 6,93 \Rightarrow \text{appui intermédiaire}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_x = 4,16 \Rightarrow \text{appui de rive}$$

Ferraillage

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

Sens x-x :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple

$b = 100\text{cm}$, $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$, $d_x = e - c = 14 - 2 = 12\text{cm}$ (Fissuration peu nuisible)

$$M_t^x = 11.78\text{KN.m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z * f_{st}} ; \quad \mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} * b * d^2} = 0.057$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.391$$

⇒ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($\dot{A} = 0$).

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A.

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa}.$$

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.074$$

$$Z = d * (1 - 0.4a) = 0.116\text{m}.$$

$$A^t = \frac{M_t}{f_{st} * Z} = 2.90\text{cm}^2.$$

- Condition de non fragilité A_{min}

$$\rho > 0.4$$

$$e \geq 12\text{cm}$$

Donc :

$$A_{minx} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e = 0.0008 * \frac{(3 - 0.44)}{2} * 100 * 14 = 1.43\text{cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 14 = 1.12$$

$$A^t > A_t^{min} \Rightarrow \text{Soit : } A_S = 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2/\text{ml}.$$

- Calcul de l'espacement :

D'une manière identique, on fait les calculs selon L_y et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le Tableau suivant :

Tableau 3-18: Le ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	11.78	0.057	0.07	0.116	2.90	1.43	3.14

	Selon y	4.24	0.020	0.026	0.118	1.02	1.12	2.36
En appui intermédiaire	Selon x	6.93	0.033	0.043	0.117	1.68	1.12	2.51
En appui de rive	Selon x	4.16	0.020	0.026	0.118	1.00	1.12	2.01

Calcul de l'espacement des armatures :

La fissuration est peu nuisible :

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t = 33 \leq \min(4 * 14; 45cm) \Rightarrow$ Donc : $S_t \leq 45cm$; On opte : $S_t = 33cm$

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \min(3 * 14; 33cm) \Rightarrow$ Donc : $S_t \leq 33cm$; On opte: $S_t = 25cm$

Vérification a l'E.L.U

Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.36cm^2 \geq 0.982cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \square = \frac{V_x^{max}}{b * d} \leq \tau^{lim} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = 1.17$$

$$V_x = V^{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{12.17 \times 1.35}{2} \times \frac{3.05^4}{1.35^4 + 3.05^4} \Rightarrow V_x = 7.91KN$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{7.91 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.065MPa \leq \tau^{lim} = 1.17MPa \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'armature transversale

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{7.91 * 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.227$$

$$A_l = 3.14cm^2 \geq 0.227 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications l'E.L.S :

a. Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 8.63 \text{ KN/ml} ; \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.44 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{matrix} \quad \text{(Annex II)}$$

$$\begin{cases} M_y = 8.63 \times \frac{1.35^3}{6} \Rightarrow My = 3.53 \text{ KN.m} \\ M_x = 8.63 \times \frac{1.35^2}{2} \times 3.05 - \frac{2}{3} \times 8.63 \times 1.35^3 \Rightarrow M_x = 9.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tser}^x = 0.85 \times 9.83 = 8.35 \text{ KNm}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times 3.53 = 3.00 \text{ KNm}$$

Sens x-x : $A_x = 3.14 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 12 = 0 \Rightarrow y = 2.92 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.92^3 + 15 \times 3.14 \times (12 - 2.92)^2 \Rightarrow I = 4713.1283 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.17 \leq 15 \text{ MPa}$ Vérifier.

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{8.35 * 10^{-5} (12 - 2.92)}{471283.1283 * 10^{-8}} < \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * 400; (110 * \sqrt{1.6 * 2.1}) \right]$$

$\sigma_{st} = 77.60 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$ vérifier

Tableau 3-19: Vérification de l'état limite de compression de béton

Sens	M_{ser}^x	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$	σ_{st}	$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_s \leq \sigma_{st}$
Sens X-X	8.35	2.92	4713.1283	5.17	15	Vérifiée	77.60	201.63	Vérifiée
Sens y-y	3.00	2.58	3713.7189	2.08	15	Vérifiée	114.14	201.63	Vérifiée
Appui inter	4.91	2.65	3911.7779	3.32	15	Vérifiée	176.03	201.63	Vérifiée
Appui de rive	2.94	2.40	3239.424	2.17	15	Vérifiée	130.68	201.63	Vérifiée

Vérification de la flèche : selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.35} \geq \max\left(\frac{8.35}{20 \times 9.63}, 0.037\right) \\ \frac{3.14}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.103 \geq 0.043 \\ 2.62 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3

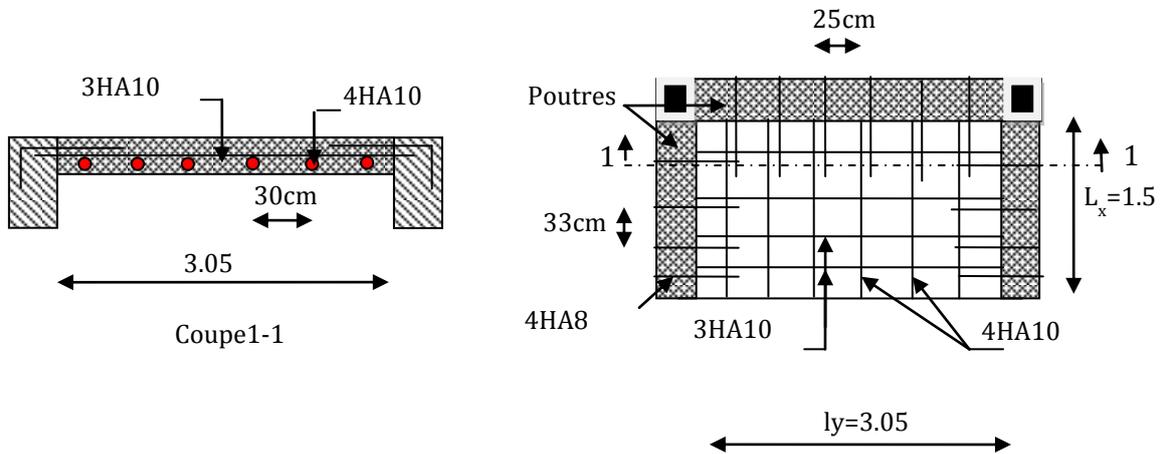


Figure 3-7: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

Type 2 dalle sur trois appuis (balcon)

a. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,20}{1,85} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{1,85}{2} = 0,925 \Rightarrow l_x = 1,20 > \frac{l_y}{2} = 0,925$$

$$\text{Donc : } l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{array} \right.$$

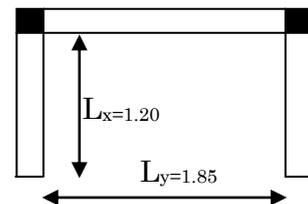


Figure 3-8: dalle sur trois appuis

$$\text{On a: } G = 5.13 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 12.17 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 5.13 + 3.5 = 8.63 \text{ KN/m}^2$$

b. Calcul des moments isostatiques :

$$x > \frac{ly}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{12.17 \times 1.85^3}{24} = 3.21 \text{ KN.m} \\ M_y = \frac{12.17 \times 1.85^2}{8} \times \left(1.20 - \frac{1.85}{2}\right) + \frac{12.17 \times 1.85^3}{48} = 3.03 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

La correction des moments :

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 2.72 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 2.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = 1.60 \Rightarrow \text{appui intermédiaire}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_x = 0.96 \Rightarrow \text{appui de rive}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le Tableau suivant :

Tableau 3-20: Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	2.72	0.013	0.033	0.118	0.66	1.32	2.01
	Selon y	2.58	0.012	0.015	0.119	0.62	1.12	1.51
En appui intermédiaire	Selon x	1.60	0.007	0.009	0.119	0.38	1.12	1.51
En appui de rive	Selon x	0.96	0.004	0.005	0.119	0.23	1.12	1.51

Calcul de l'espacement des armatures :

La fissuration est peu nuisible :

// à **Ly** : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 33 \leq \min(4 * 14; 45\text{cm}) \Rightarrow$ Donc : $S_t \leq 45\text{cm}$; On opte : $S_t = 33\text{cm}$

// à **Lx** : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(3 * 14; 33\text{cm}) \Rightarrow$ Donc : $S_t \leq 33\text{cm}$; On opte: $S_t = 25\text{cm}$

c. Vérification a l'E.L.U**Vérification des armatures secondaires:**

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 1.51\text{cm}^2 \geq 0.502\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \square = \frac{V_x^{\max}}{b * d} \leq \tau^{\text{lim}} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_c} = 1.17$$

$$V_x = V^{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{12.17 \times 1.20}{2} \times \frac{1.85^4}{1.20^4 + 1.85^4} \Rightarrow V_x = 6.20\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.051\text{MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17\text{MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'armature transversale

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{\max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{6.20 * 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.178$$

$$A_l = 2.01\text{cm}^2 \geq 0.178\text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications l'E.L.S :**a. Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = 8.63\text{KN/ml} ; \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$x > \frac{ly}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{8.63 \times 1.85^3}{24} = 2.27 \text{ KNm} \\ M_y = \frac{8.63 \times 1.85^2}{8} \left(1.20 - \frac{1.85}{2}\right) + \frac{8.63 \times 1.85^3}{48} = 2.15 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_{tser}^x = 0.85 \times 2.27 = 1.92 \text{ KNm}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times 2.15 = 1.83 \text{ KNm}$$

Tableau 3-21: Vérification des états limite de compression de béton

Sens	M_{ser}^x	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s \leq \sigma_{st}$
Sens X-X	2.72	2.40	3239.424	2.01	15	Vérifiée	120.91	201.63	Vérifiée
Sens Y-Y	2.58	2.40	3239.424	1.91	15	Vérifiée	120.91	201.63	Vérifiée
Appui inter	1.60	2.11	2528.575	1.33	15	Vérifiée	93.87	201.63	Vérifiée
Appui de rive	0.96	2.11	2528.575	0.80	15	Vérifiée	56.32	201.63	Vérifiée

Vérification de la flèche : selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.20} \geq \max\left(\frac{2.27}{20 \times 1.92}, 0.037\right) \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.116 \geq 0.059 \\ 1.67 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

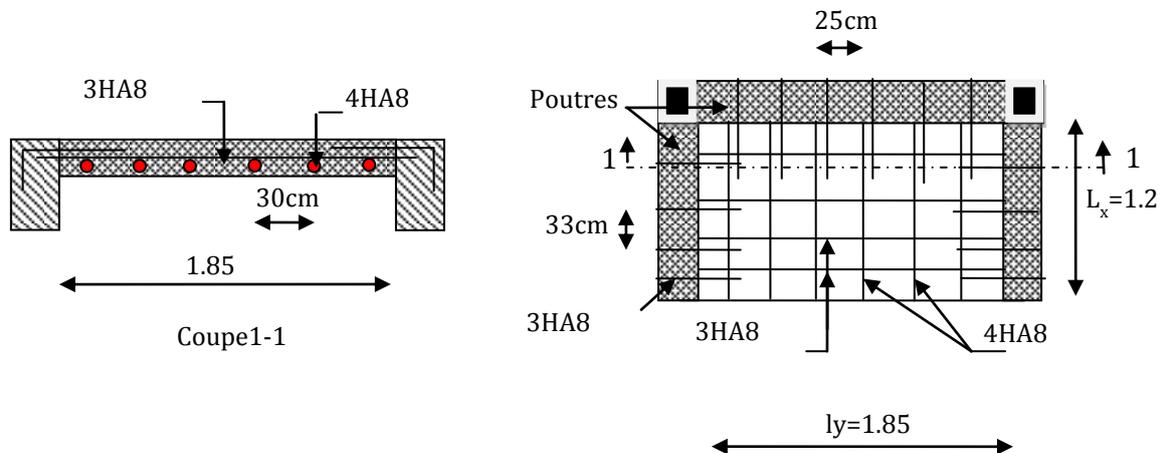
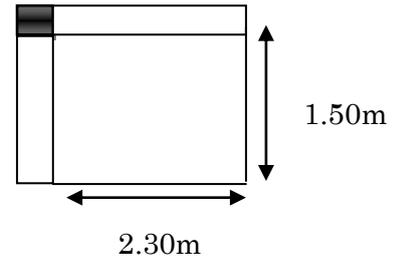


Figure 3-9: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

Type 3 dalles sur deux appuis (Balcon):

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.20} = 0.68 \Rightarrow \rho \geq 0.4 \Rightarrow$$

\Rightarrow La dalle travaille dans les deux Sens.

Calcul des sollicitations à l'ELU :**Figure 3-10:** Dalle sur deux appuis

On a: $G=5.13\text{KN/m}^2$; $Q = 3.5\text{KN/m}^2$;

$$q_u = 12.17 \text{ KN/m}^2;$$

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0751 \times 12.17 \times (1.5)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.05 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3613 \times 2.05 \Rightarrow M_0^y = 0.74 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\text{-En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.74 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.63 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En appui intermédiaire : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -1.02 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui de rive : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.61 \text{ KNm}$$

Ferraillage :**Tableau 3-22:** Ferraillage de dalle sur 2 appuis (balcon)

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	1.74	0.008	0.0106	0.119	0.4184	1.32	2.01
	Selon y	0.63	0.003	0.0038	0.119	0.1510	1.12	2.01
En appui intermédiaire	Selon x	1.02	0.005	0.0062	0.119	0.2448	1.12	1.51
En appui de rive	Selon x	0.61	0.0029	0.0037	0.119	0.1462	1.12	1.51

a. Espacement des armatures :**- Fissuration nuisible**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on a $St_y = 25cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on a $St_x = 33cm$.

• Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.01cm^2 \geq 0.502cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau^{lim} = 1.17MPa$$

$$V_x = V^{max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{12.17 \times 1.5}{2} \times \frac{2.3^4}{1.5^4 + 2.3^4} \Rightarrow V_x = 7.72KN$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{7.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.064MPa \leq \tau^{lim} = 1.17MPa \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'armature transversale

b. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{max} \times \gamma_s}{f_e} = A_l = 2.01 \geq \frac{7.72 \times 10^{-3} \times 1.15}{400}$$

D'où : $2.51cm^2 \geq 0.221cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas d'armatures transversales

Vérifications l'E.L.S :**c. Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = 8.63KN / ml ; \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} ; \rho = 0.65 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{matrix} \quad \text{(Annex II)}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0805 \times 8.63 \times 1.5^2 \Rightarrow M_{0ser}^x = 1.56KNm \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.5235 \times 1.56 \Rightarrow M_{0ser}^y = 0.81KNm \end{cases}$$

$$M_{tser}^x = 0.85 \times 1.56 = 1.32KNm$$

$$M_{tser}^y = 0.85 \times 0.81 = 0.70KNm$$

$$M_a^{int} = -0.5 \times 1.56 = 0.78KNm$$

$$M_a^{rive} = -0.3 \times 1.56 = 0.46KNm$$

Sens x-x : $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 12 \Rightarrow y = 2.40 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.40^3 + 15 \times 2.51 \times (12 - 2.40)^2 \Rightarrow I = 3239.242 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Tableau 3-23: Vérification des états limite de compression de béton

Sens	M_{ser}^x	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$	σ_{st}	$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_s \leq \sigma_{st}$
Sens X-X	1.32	2.40	3239.242	0.97	15	Vérifiée	58.67	201.63	Vérifiée
Sens y-y	0.70	2.40	3239.242	0.51	15	Vérifiée	31.11	201.63	Vérifiée
Appui inter	0.78	2.11	2528.575	0.65	15	Vérifiée	45.76	201.63	Vérifiée
Appui de rive	0.46	2.11	2528.575	0.38	15	Vérifiée	26.98	201.63	Vérifiée

d. Vérification de la flèche : selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_c} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.5} \geq \left(\frac{1.32}{20 \times 1.56}, 0.037\right) \\ \frac{2.01}{100 \times 12.00} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.093 \geq 0.042 \\ 1.67 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

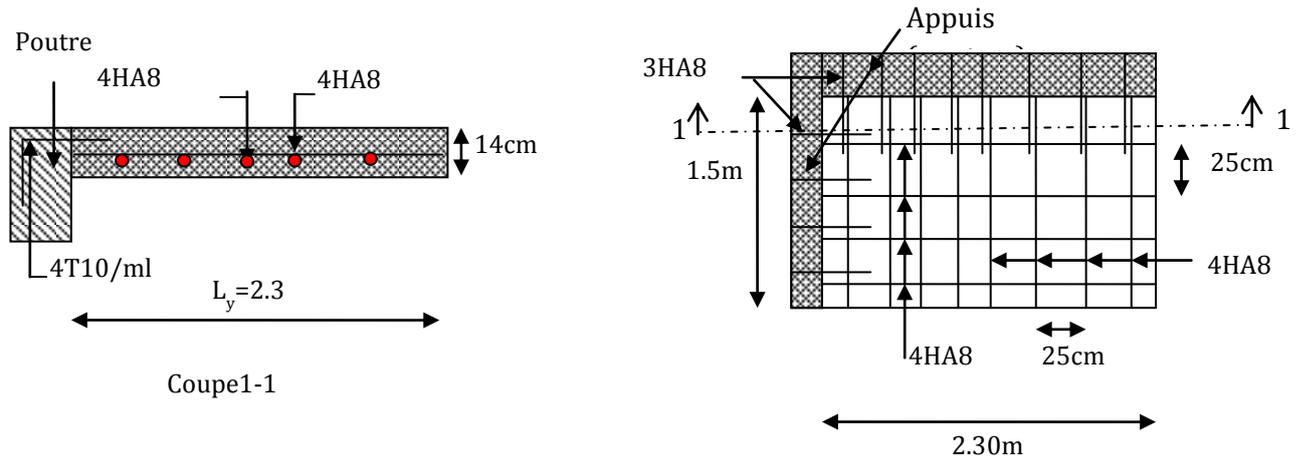


Figure 3-11: Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

3.3. Etude des escaliers

Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier d'escaliers.

Etude de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de :

- Deux paliers d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

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

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- **La méthode R.D.M.**

3.3.1.1. Calcul des sollicitations par la méthode d'RDM

Charges et surcharges

Palier : $G_p = 5.11KN$

Volée : $G_v = 8.64KN$

$M_{ure} G_m = 3.22 KN$

$Q_{escalier} = 2.5 KN$

- **Combinaison de charges :**

ELU : $q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.41 KN / m$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.64 KN / m$

ELS : $q_v = G_v + Q = 11.14 KN / m$

$q_p = G_p + Q = 7.61 KN / m$

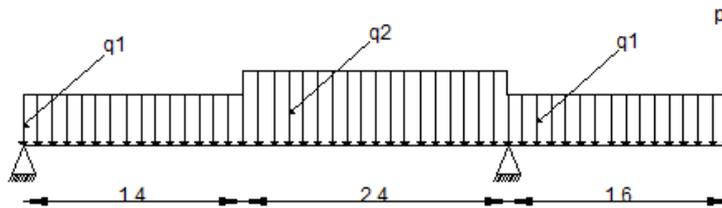


Figure 3-12: Schéma statique de l'escalier.

$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1.4q_1 + 1.6q_1 + 2.4q_2 + p$

$\rightarrow R_A + R_B = 72.124 KN$

$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \left[\frac{1.4^2}{2} q_1 + 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 1.4 \right) q_1 + 1.6 \left(\frac{1.6}{2} + 2.4 + 1.4 \right) q_2 + p \right] / 5.4$

$\rightarrow R_B = 20.59 KN$

$\rightarrow R_A = 52.66 KN$

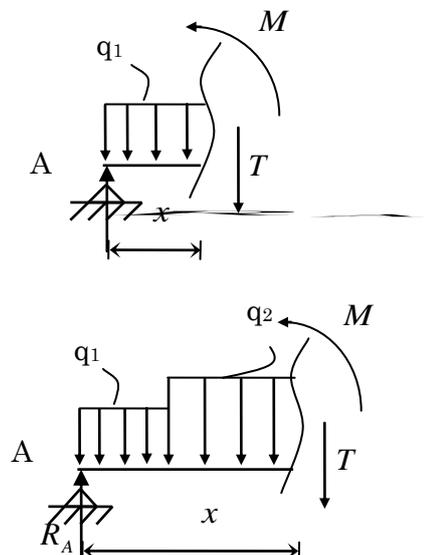
❖ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

$0 \leq x \leq 1.4$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$1.4 \leq x \leq 3.8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.4q_1 - q_2(x - 1.4) \\ M(x) = R_A x - q_1 \left(x - \frac{1.4}{2} \right) 1.4 - q_2 \frac{(x - 1.4)^2}{2} \end{cases}$$



$$0 \leq x \leq 1.6$$

$$\begin{cases} T(x) = p + q_1 x \\ M(x) = px + q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Après le calcul on trouve :

$$R_A = 52.68\text{KN}, \quad R_B = 20.59\text{KN}.$$

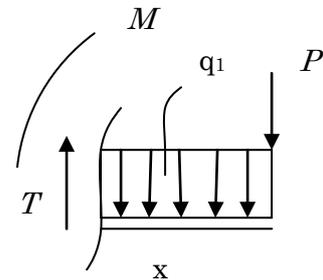
$$M^{\max}_t = 26.30\text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 25.13\text{KN}$$

Moment en travée et appui :

$$M^t = 0,75 * 26.30 = 19.73 \text{ KN.m} \quad (\text{travée})$$

$$M^a = -0,5 * 26.30 = -16.52\text{KNm} \quad (\text{appuis})$$



3.3.1.2. Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Tableau 3-24: les sollicitations d'escalier

	M_0 (KN. m)	M_t^{\max} (KN. m)	M_a^{\max} (KN. m)	V_u (KN)
ELU	26.30	19.73	-16.52	25.13
ELS	20.078	14.19	-11.96	/

- Ferrailage a l'ELU :

Tableau 3-25: Ferrailage d'escalier

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	19.93	0.082	0.107	0.124	4.56	1.569	5.65
En appui	-16.53	0.069	0.089	0.125	3.789	1.569	3.93

- Espacement des barres (FPN) :

a) Armatures principales :

En appuis ($S_t=20\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ vérifié.

En travée ($S_t=20\text{cm}$) $\leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ vérifié.

On adopte : En travée : **5HA12=5.65cm²/ml**

En appuis : **5HA10=3.93cm²/ml**

b) Armatures secondaires :

$(S_t=25\text{cm}) \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ c'est vérifié.

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982\text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

3.3.1.3. Vérification à l'ELU**Vérification de l'effort tranchant****Fissuration peu nuisible**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{25.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.193\text{MPa} < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(25.13 \times 10^{-3} - \frac{19.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -4.125\text{cm}^2 \Rightarrow A > -4.125\text{cm}^2$$

$$A = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0.0016 > -0.000412 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3.3.1.4. Vérification à l'ELS

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

a.1. Vérification de l'état limite de compression du béton**Tableau 3-26:** vérification à l'ELS

	M _{ser} (KN.m)	y(m)	I×10 ⁻⁵ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
En travée	14.19	0.0392	8.9952	6.1893	15	vérifiée
En appui	-11.965	0.0357	7.5457	5.669	15	vérifiée

a.2. Vérification de l'état limite de déformation

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.15}{3.8} = 0.039 > 0.0375 \\ 43.46 \times 10^{-4} < 50 \times 10^{-4} \end{cases}$$

Les deux premières conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

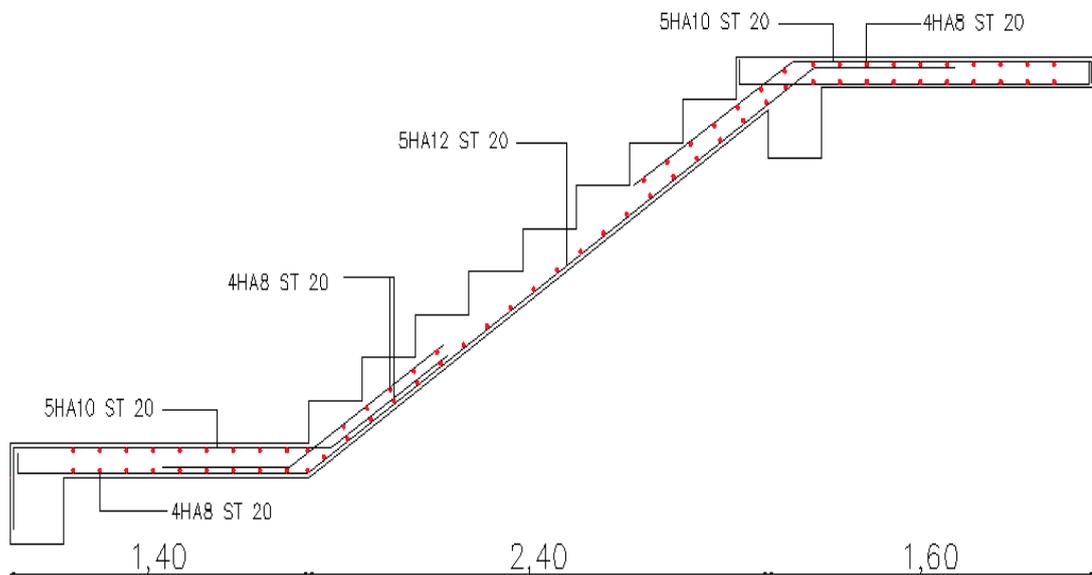


Figure 3-13: Schéma ferrailage d'escalier

3.4. Etude de la poutre palière

Dimensionnement : L'exigence de RPA 99 (art 7.5.1)

$$\text{Condition de la flèche } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} < h < 32\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5 \times h + b_1 \end{array} \right.$$

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

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

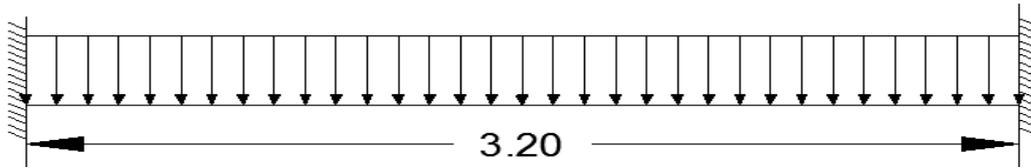


Figure 3-14: Schémas statique de la poutre palière.

Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise aux charges suivantes:

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre $G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$
- La réaction de la volée a son niveau :

ELU: $R_A = 52.68 \text{ KN/m}$

ELS: $R_A = 38.01 \text{ KN/m}$

Tableau 3-27: Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$ $P_u = 55.717 \text{ KN/m}$ $M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 23.772 \text{ KN.m}$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -47.542 \text{ KN.m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 89.147 \text{ KN}$	$P_s = g_0 + R_B$ $P_s = 40.26 \text{ KN/m}$ $M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 17.177 \text{ KN.m}$ $M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -34.35 \text{ KN.m}$

1. Ferrailage : $b=0.3 \text{ m}$; $h=0.3 \text{ m}$

Tableau 3-28: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
En travée	23.772	0.0711	0.107	0.0923	2.53	4.5
En appui	-47.542	0.1423	0.089	0.1828	5.286	4.5

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 5.286 + 2.53 = 7.816 > A_{\min} \quad \text{vérifier}$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Calcul à la torsion

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M_t = M_a = 16.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = \frac{M_a * l}{2} = \frac{16.53 * 3.2}{2} = 26.448 \text{ KN.m}$$

3.4.1.1. Calcul de la section d'armature longitudinale

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 [2]**.

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi

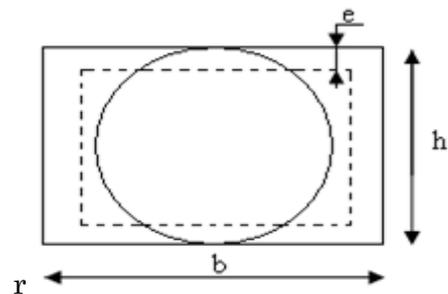


Figure 3-15: Section creuse équivalente

- A_l : section d'acier

$$e = h/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = (30-5)(30-5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{26.448 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.625 \times 348} = 6.08 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.53 + \frac{6.08}{2} \Rightarrow A^t = 5.57 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^t = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$A^a = A^a_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 5.286 + \frac{6.08}{2} \Rightarrow A^a = 8.326 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 \text{ cm}^2$.

Vérification a l'ELU :

- **Flexion simple :**

a) **L'effort tranchant :**

$$V_u = 89.147 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.061 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

b) **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(89.147 \times 10^{-3} - \frac{47.542 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = 2.86 \text{ cm}^2$$

.....Vérifier

c) **Calcul de l'espacement St :** D'après le **CBA 93**(Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

3.4.1.2. Calcul des armatures transversales

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2$	$A_t^{\min} = 0.4 \times e \times S_t / f_e = 0,075 \text{ cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3 f_{t28}) S_t / 0.8 f_e \Rightarrow A_t \geq 0,606 \text{ cm}^2$	$A_t = M_T \times S_t / 2\Omega \times f_{st} = 0,819 \text{ cm}^2$

D'où $A_t = 0.819 + 0.45 = 1.269 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et un étrier $4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

On a $V_{\max} = 89.147 \text{KN}$; $\tau_{flexion} = 1,061 \text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26.448 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4.23 \text{MPa}$$

D'où : $\tau_u = 4.23 \text{MPa} > \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Non vérifiée.

On augmente la section de la poutre on prend $b=h=35 \text{cm}$

$$\tau_u = 2.083 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \text{ c'est vérifier}$$

Vérification à ELS :

- **Etat limite de compression de béton :**

En travée

$$y = 10.450 \text{cm}; \quad I = 56409.191 \text{cm}^4$$

$$M_t = 17.177 \text{KNm}; \quad \sigma_{bc} = 3.182 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

$$y = 12.240 \text{cm}; \quad I = 75824.72 \text{cm}^4$$

$$M_a = -34.35 \text{KN.m}; \quad \sigma_{bc} = 5.449 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Evaluation de la flèche :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche sera nécessaire : CBA 93[2]

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{cm} \\ b = 35 \text{cm} \\ l = 3.2 \text{m} \end{array} \right\}, \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t = 17.177 \text{KN.m} \\ A = 5.65 \text{cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\frac{l}{h} \geq \left(\frac{1}{16}\right) \rightarrow 0.1093 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.00489 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.4.1.3. Le ferrailage de la poutre palière :

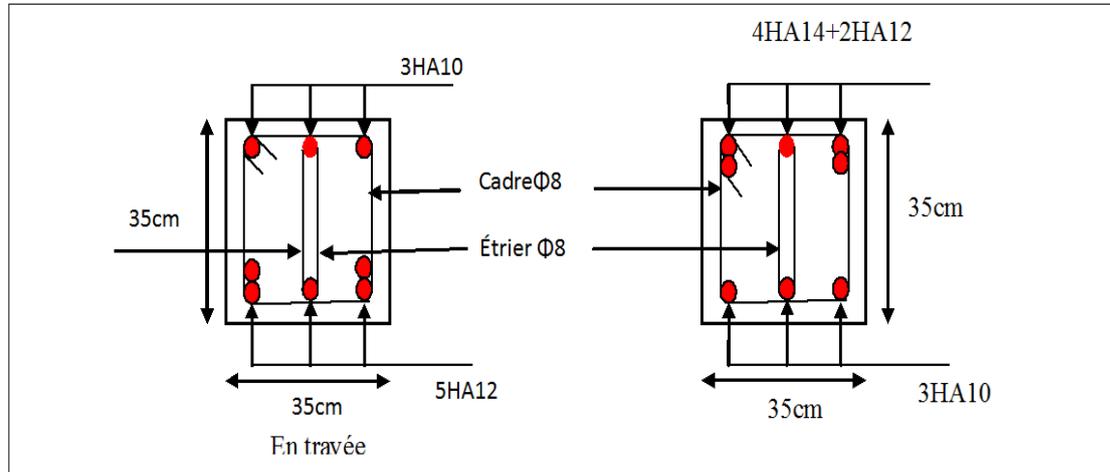


Figure 3-16: Ferrailage de la poutre palière

3.5. Etude de l'ascenseur

Définition

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

L : Longueur de l'ascenseur = 175cm.

l : Largeur de l'ascenseur = 175cm.

H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1.6 \frac{m}{s}$

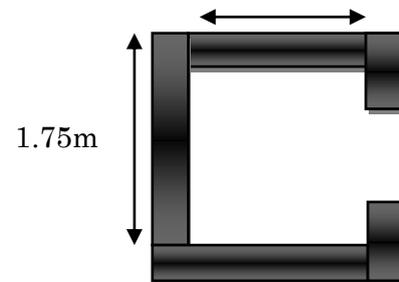


Figure 3-17: cage d'ascenseur

Etude de la dalle de l'ascenseur

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

On a $l_x = 1.75m$ et $l_y = 1.75$ donc une surface $S = 1.75 \times 1.75 = 3.062m^2$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.77cm \leq e \leq 4.25cm$$

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow 2H$ de coupe-feu

$e \geq 13\text{cm} \rightarrow$ isolation phonique

Soit $e = 20\text{cm}$

Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5\text{KN} / \text{m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

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

$G_3 = G_1 + G_2 = 6.1\text{KN} / \text{m}^2$

$G_4 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.975} = 48.73\text{KN} / \text{m}^2$ (Poids de la machine).

$G_{totale} = G_3 + G_4 = 54.83\text{KN} / \text{m}^2$

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

Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

- A l'ELU :

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 75.53\text{KN} / \text{m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 0.0368 \times 75.53 \times 1.75^2 = 8.50\text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \rightarrow M_0^y = 1.0000 \times 8.51 = 8.50\text{KN.m}$

- Calcul des moments réels :

En travée : $M_t^x = M_t^y = 0.85 \times M_0^x = 7.23\text{KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y$

$M_a^x = M_a^y = 0.3M_0^x = 2.56\text{KN.m}$

Calcul du ferrailage

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

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0157$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0198.$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1785m.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.16cm^2/ml.$$

En appui :

$$\mu_{bu} = 0.0072$$

$$\alpha = 0.009$$

$$z = 0.1793m.$$

$$A_a = 0.53cm^2/ml.$$

Tableau 3-29: Ferrailage de la dalle d'ascenseur cas d'une charge répartie

	$M_t (KN.m)$	$M_a (KN.m)$	A_{tcal}	$A_{acal} (cm^2)$	$A_{tadapte}$	$A_{aadapte} (cm^2)$
Sens xx	7.23	2.56	1.16	0.53	4T10=3.14	4T10=3.14

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité :

En travée :

On calcule A_{min} :

$$A_{minx} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e$$

$$A_{miny} = \rho_0 * b * e$$

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

$$h_0 = e_0 = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.97$$

$$A_t = 4T10=3.14 > A_{min}^x = 1.624cm^2/ml \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- **En appui :**

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

Calcul des espacements

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

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

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPA}$$

$\rho = 0.97 > 0.4 \rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 33.04 \text{ K}$$

$$\tau_u \leq \bar{\sigma} = 3.33 \text{ MPA}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

$\tau_u = \frac{33.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.183 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA} \dots$ C'est vérifié (les armatures transversales sont pas nécessaires).

Vérification à l'ELS

$$q_{sr} = G_{totale} + Q = 54.83 + 1 = 55.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\vartheta = 0.2$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_{sr} \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 0.0441 \times 55.83 \times 1.75^2 = 7.54 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \rightarrow M_0^y = 1.000 \times 7.54 = 7.54 \text{ KNm}$$

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 \times M_0^x = 6.40 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes :

$$A_t^x = A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\rightarrow y = 3.67 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 11319.6286m^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.07MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} \rightarrow 0.1142 > 0.042 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0017 < 0.0105 \end{cases}$$

Cas d'une charge concentrée

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

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

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

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

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

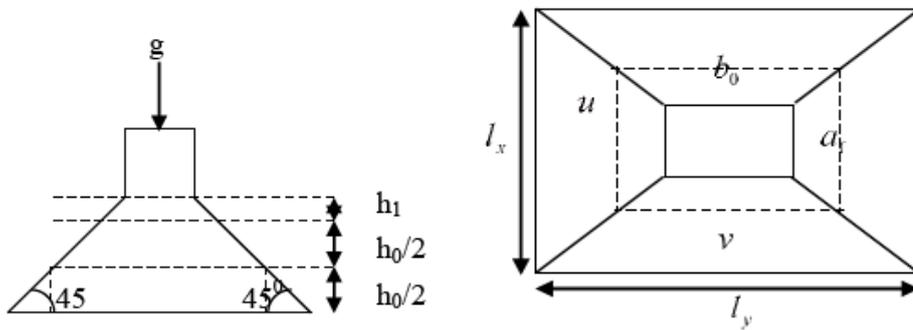


Figure 3-18: Schéma représentant la surface d'impact

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

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

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

Donc :

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm.$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm.$$

h.1. Calcul des sollicitations :

$$M_x = p_u \times (M_1 + \nu \times M_2).$$

$$M_y = p_u \times (M_2 + \nu \times M_1).$$

Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

M_1 En fonction de $\frac{u}{I_x}$ et ρ

M_2 En fonction de $\frac{v}{I_y}$ et ρ

$$\frac{u}{I_x} = \frac{v}{I_y} = 0.62, \quad \rho = 1$$

En se référant à l'abaque PIGEAU en **Annexe 2**, on trouve $M_1 = M_2 = 0.076$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

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

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

$$M_{x1} = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 7.41 \text{ KN.m}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.09 \text{ KN.m}$$

μ_x et μ_y Sont données par l'annexe 3.

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.50 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.50 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 2.55 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_x = 0.85M_y = 7.22 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = d_y = 18\text{cm}$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-30:Ferraillage de la dalle d'ascenseur cas d'une charge concentrée

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	X-X	7.22	0.0156	0.0197	0.178	1.16	1.60	3.14
En appui	X-X	2.55	0.0055	0.0069	0.179	0.408	1.60	3.14

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité :

- **En travée :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 > A_{min}^x = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- **En appui :**

$$A_a = 4T10 = 3.14 > A_{min}^y = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 [2].}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110)$$

$$U_c = 440 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ K; } \gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times 4.4 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq 660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

j.3. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\right) = 3.33 \text{MPa}$$

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

On a $v = u \rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times u + v} = \frac{Q_u}{3 \times u} = 29.57 \text{KN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = \frac{Q_u}{3 \times u} = 29.57 \text{KN}$

Donc :

$$V_{max} = 29.57 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \text{ C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement)}$$

Espacement des barres

Sens x-x' : $S_t \leq \min(2e; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm} \rightarrow S_t = 25 \text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \rightarrow S_t = 25 \text{cm}$

Calcul à l'ELS

1.1. Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 11.53 \text{KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 11.53 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{sr} \times l_x^2 = 0.96 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.96 \text{KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.50 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.50 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 10.62 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 10.62 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 3.75KN.m$$

Vérification des contraintes $A_t^x = A_t^y = 3.14cm^2$

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

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

$$\rightarrow y = 3.67cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 11319.6286m^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.07MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}.$$

La FPN → pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Etat limite de déformation CBA 93 [3]

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} \rightarrow 0.1142 > 0.042 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0011 < 0.0105 \end{cases}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Ferraillage de la dalle de l'ascenseur

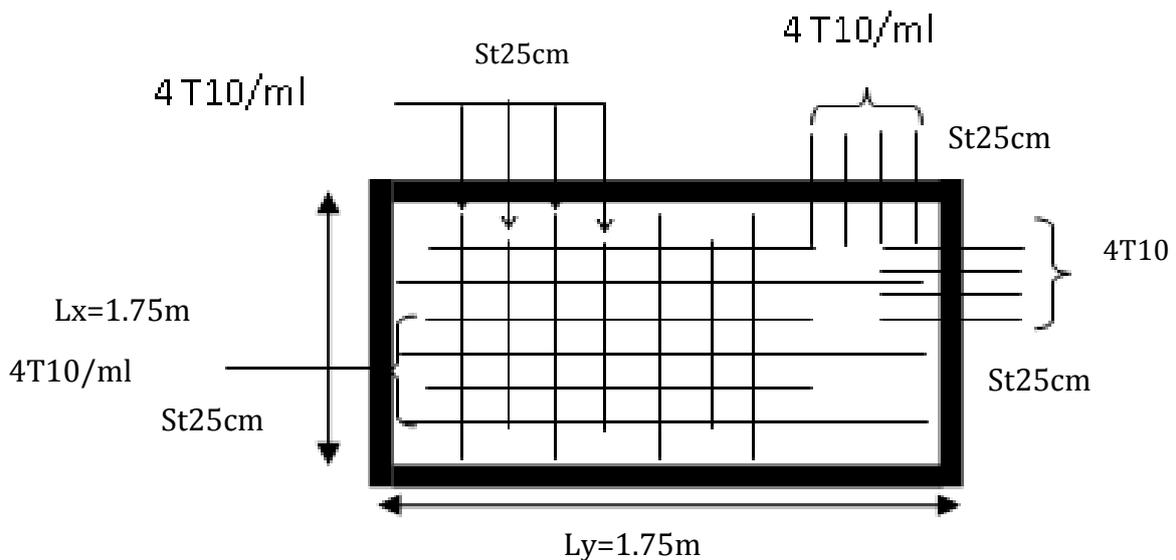


Figure 3-19: Schéma de ferraillage de la dalle d'ascenseur.

3.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèses de calcul

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

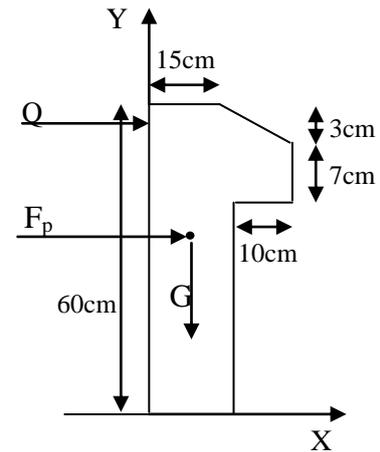


Figure 3-20: Coupe transversale de l'acrotère.

Evaluation de charge et surcharge

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m}.$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml}.$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

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

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

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

3.6.1.1. Charge verticale

Tableau 3-31: Evaluation de charge et surcharge de l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0,0985	2,4625	0,16	2,6225	1

3.6.1.2. Charge horizontale (charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

3.6.1.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Combinaisons d'action de l'acrotère

Tableau 3-32: Combinaison d'action de l'acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225

M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6
-----------	--------	------	-----

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm, L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max(2cm, 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

3.6.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU

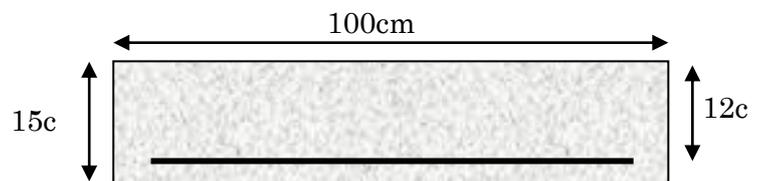


Figure 3-21: Section à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha\right) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / v_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{\text{ser}} = 2.6225 \text{ KN}$; $M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240\text{MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère

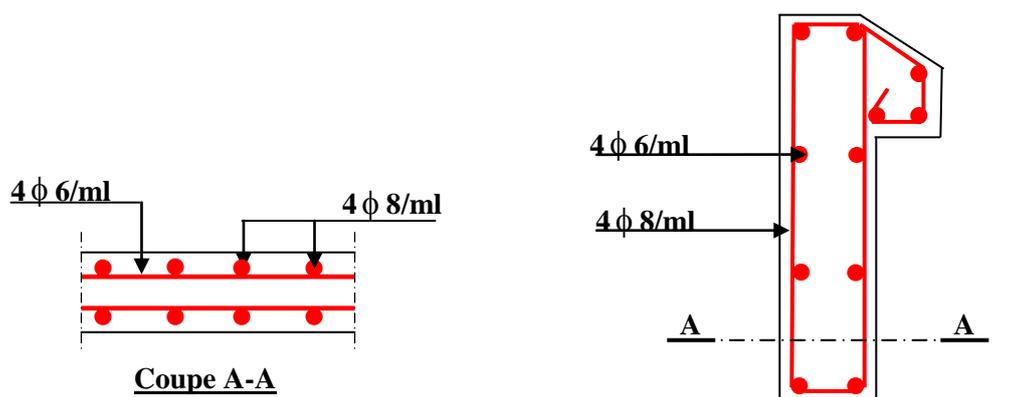


Figure 3-22: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre 4 Etude dynamique

4.1. Etude sismique

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel SAP2000

4.2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces

Les méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites, car elle est irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2 et hauteur > 23m. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel SAP2000

Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

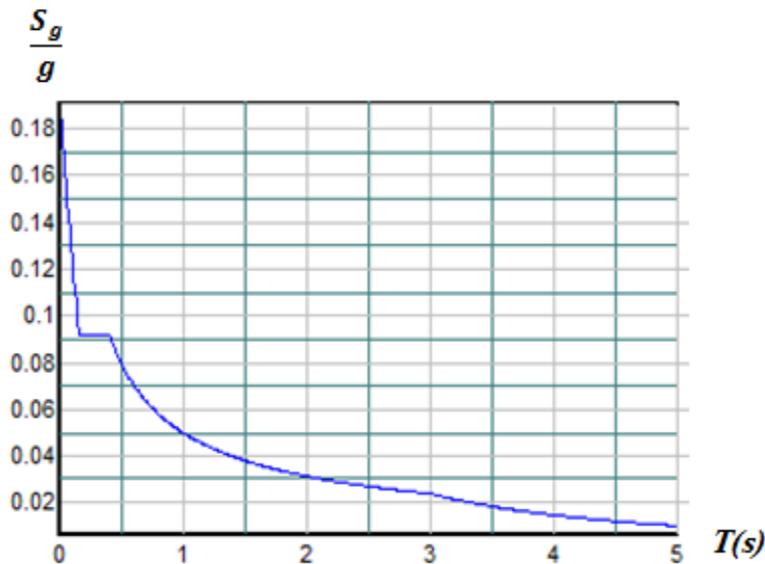
η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour ce qui est le cas de notre étude, le spectre de réponse est donné par le logiciel (Spectre). (Figure V.1.), le graphe donne $\frac{S_a}{g}$ en fonction du temps



T : la période

$\frac{S_g}{g}$: Accélération gravitationnel

Figure 4-1: spectre de réponse

4.3. Modélisation

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte 9 niveaux, avec un encastrement à la base. Après une simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la

structure (géométrie, matériaux et chargements), on procède à la disposition des voiles de tel sort à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences de RPA99Version 2003.

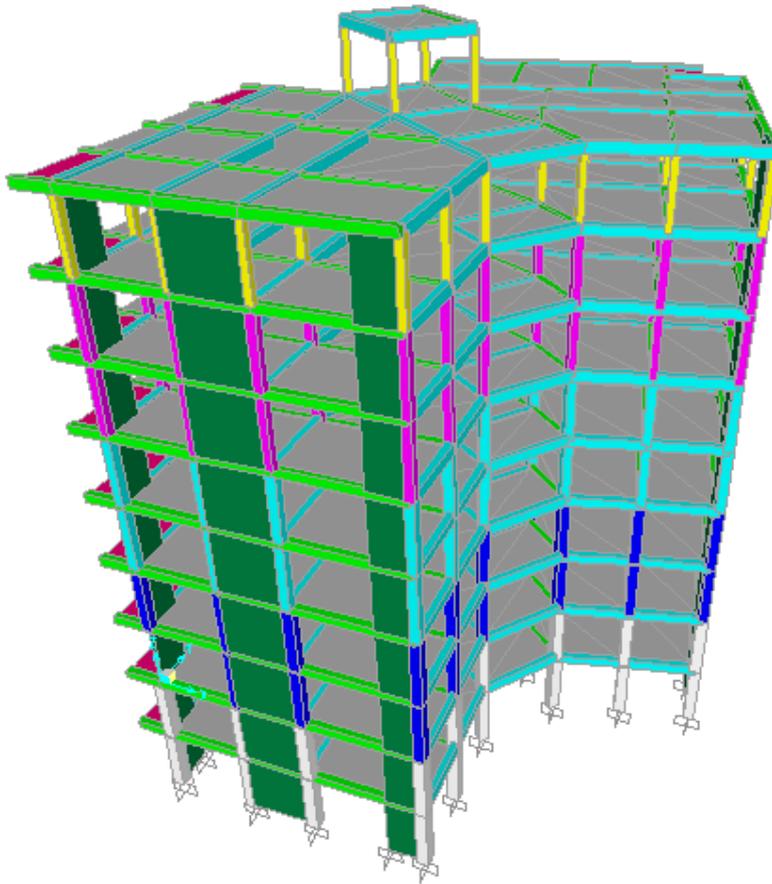


Figure 4-2:Vue en 3D de la structure

4.4. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles –portique)

On a opté ainsi à la disposition suivante :

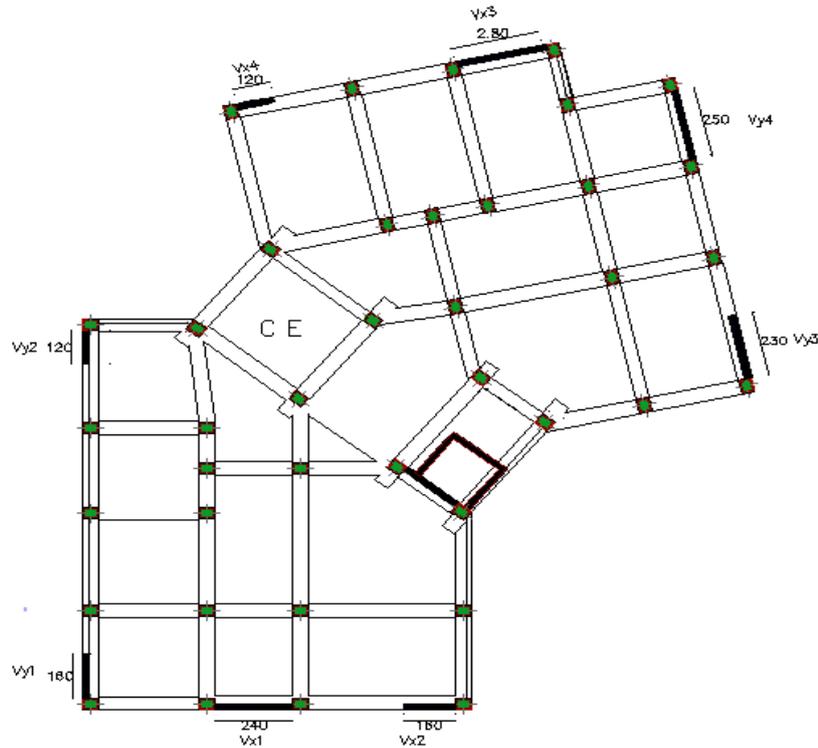


Figure 4-3: disposition des voiles

4.5. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masse modale effective pour les modes retenus, soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure

Les résultats obtenus pour les modes de vibration sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4-1: Périodes et taux de participation des masses

Mode	Période	Individual mode (%)			Comulative sum (%)		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.816423	00.591	67.103	0	00.591	67.103	0
2	0.769841	67.464	00.773	0	68.056	67.876	0
3	0.566627	00.573	01.785	0	68.629	69.661	0
4	0.253881	00.048	14.516	0	68.677	84.177	0
5	0.223265	15.672	00.096	0	84.348	84.273	0
6	0.173657	00.36	00.278	0	84.708	84.551	0
7	0.169433	00.441	00.428	0	85.149	84.979	0
8	0.151117	00.143	00.412	0	85.292	85.39	0
9	0.146076	00.087	00.268	0	85.379	85.658	0
10	0.119958	00.018	05.938	0	85.397	91.596	0
11	0.10092	06.696	00.036	0	92.093	91.632	0
12	0.086807	00.00147	3.817E-08	0	92.094	91.632	0

A travers le tableau 4.1, on voit que la condition de RPA [art 4.3.4] sur le nombre minimum de modes à retenir est satisfaite à partir du 10^{ème} et 11^{ème} mode et cela pour les deux directions y et x respectivement considérés. Toutefois, pour la suite de l'analyse sismique et dans le souci d'une meilleure approximation, on ne va pas s'abstenir à l'utilisation des modes précédents. Nous allons considérer les 12 modes qui correspondent à des taux de participation des masses de 92% selon x et 91% selon y.

En outre, les résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction y-y est prépondérante (67%), ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction x-x (67%), et le troisième mode est une rotation autour de z-z.

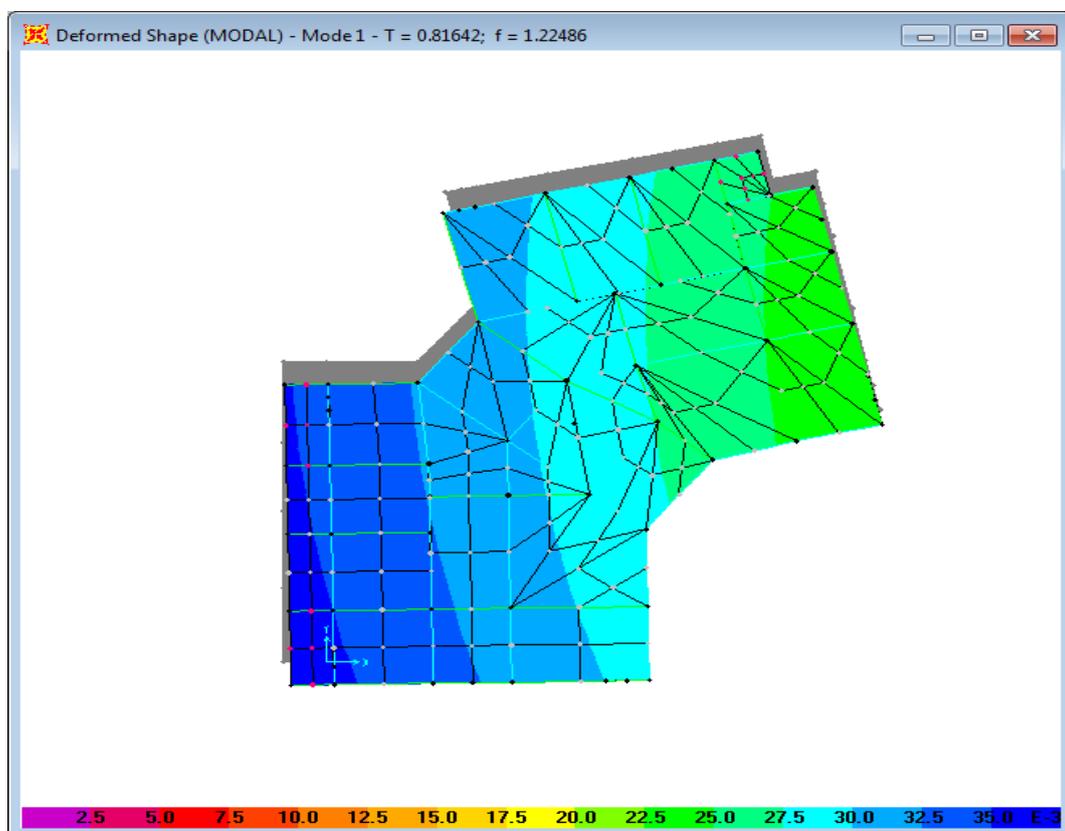


Figure 4-4: 1^{er} mode de vibration

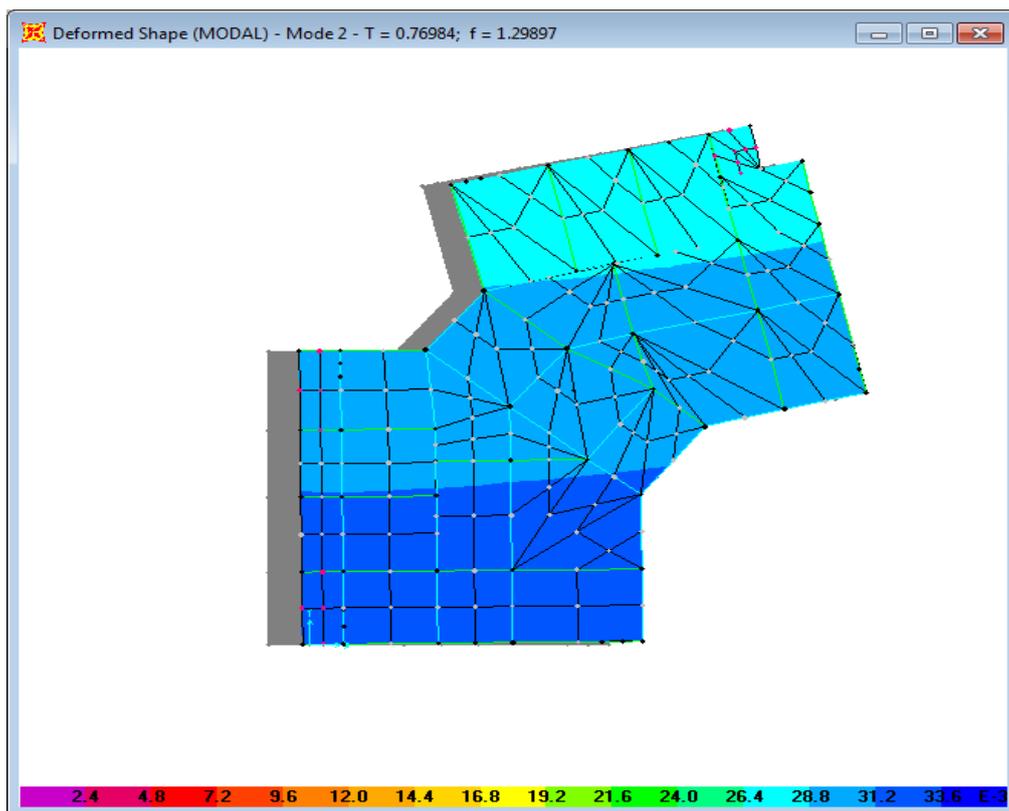


Figure 4-5: 2^{ème} mode de vibration

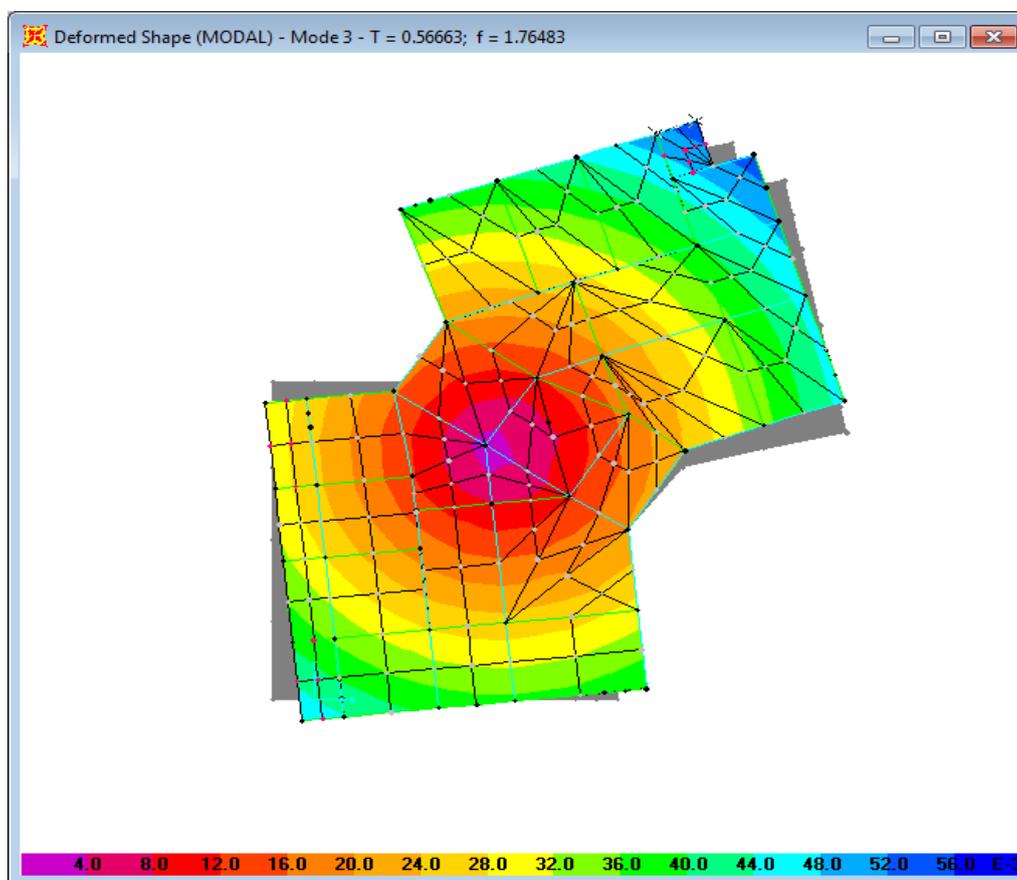


Figure 4-6: 3^{ème} mode de vibration

4.6. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par RPA99/2003 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismique à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent (V) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$, il faut augmenter toutes les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments,...etc.) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$.

En outre, l'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminante pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaire. Compte tenus de la configuration en plan de notre structure (élément de contreventement ne sont pas distribués le long de deux direction orthogonales)

L'action sismique va être appliquée dans trois directions différentes ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires comme illustré dans la figure suivante :

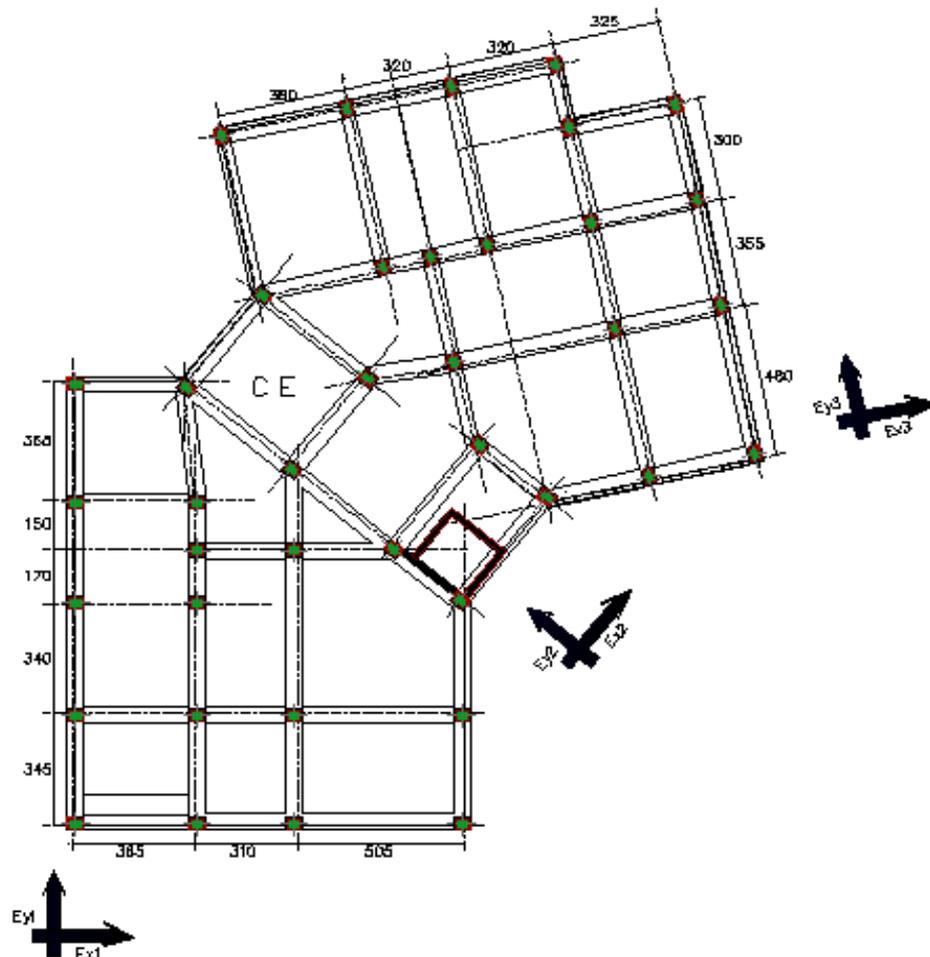


Figure 4-7: disposition de l'action sismique

Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- \quad T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \text{ (Article .4.2.4). [1]}$$

$$2- \quad T_2 = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

$$\text{Avec : } T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 30,60 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \dots \dots \dots \text{ (Tableau 4.6) [1]}$$

$$\text{D'où : } T_1 = 0,650 \text{ (s).}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\text{Sens (x) : } D_x = 20,90 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0,602 \text{ (s);}$$

$$\text{Sens (y) : } D = 23,95 \text{ m; } \Rightarrow T_2 = 0,562 \text{ (s).}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{ (Article .4.2.3). [1]}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique..... (Tableau 4.1) [1]

Dans notre cas $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone de moyenne sismicité : } II_a \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on a un Contreventement mixte portique /voiles avec interaction

$$\Rightarrow R = 5$$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ (Article .4.2.3). [1]

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. (Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Tableau 4-2: Valeurs des pénalités Pq.

Critère "q"	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
Contrôles de qualité de l'exécution	Oui	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1,15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(Article .4.2.3). [1]}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

On a un Sol meuble (Site S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 (s) \\ T_2 = 0,50 (s) \end{cases}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots (\text{Art .4.2.3}).[1]$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4.2, RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$. (Article 4.2.3) [1]

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,50\% \\ \eta = 0,816 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que $\begin{cases} T_{Sx} = 0,78 (s) \\ T_{Sy} = 0,73 (s) \end{cases}$

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}} \right)^{2/3} \Rightarrow 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,5}{0,782} \right)^{2/3} = 1,514 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,5}{0,730} \right)^{2/3} = 1,585 \end{cases} \quad \text{Car } 0,50 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

W : Poids total de la structure ;

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots\dots\dots (\text{Article .4.2.3}).[2]$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Concernant notre projet on a :

$$\begin{cases} \beta = 0,2 & \text{Pour les étages à usage d'habitation.} \\ \beta = 0,6 & \text{Pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

Donc le poids total de la structure est estimé à : $W = 31375.125 \text{ KN}$

On aura donc l'effort horizontal (dans les deux sens) dans la structure qui est :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,514 \times 1,15}{5} \times 31375,125; \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,585 \times 1,15}{5} \times 313567,125. \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 1638,814 \text{ KN} . \\ V_y = 1715,670 \text{ KN} . \end{cases}$$

Vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4.3.6 d'après RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 4-3: Vérification de la résultante sismique

Sens	KN)dyV)	KN)Vst)	Vst 0.8	Observation
x-x	1589.091	1638.814	1311.05	Vérifiée
y-y	1529.599	1715.670	1372.53	Vérifiée

4.7. Justification de l'interaction voiles portiques

Sous charges verticales

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4-4: Résultats de l'interaction sous charges verticales

Niveau	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	poteau	voile	poteau	voile
Entre sol 1	29509.92	5843.124	83.4720767	16.52792
Entre sol 2	25952.763	5345.495	82.9207907	17.07921
Entre sol 3	21893.327	5350.145	80.3617358	19.63826
RDC	18840.953	4520.432	80.6499829	19.35002
1 ^{eme} étage	15918.282	3530.033	81.8491576	18.15084
2 ^{eme} étage	12881.633	2780.411	82.2474576	17.75254
3 ^{eme} étage	9170.962	2011.323	82.0133094	17.98669
4 ^{eme} étage	6761.748	1439.636	82.4464261	17.55357
5 ^{eme} étage	3874.049	922.945	80.7599301	19.24007

Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 4-5: Résultats de l'interaction horizontale

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Entre sol 1	421.691	1178.157	26.358	73.641	505.425	1037.64	32.7545	67.245
Entre sol 2	603.742	967.886	38.415	61.584	740.602	770.55	49.009	50.990
Entre sol 3	597.271	897.488	39.957	60.042	730.392	707.829	50.784	49.215
RDC	774.243	621.665	55.465	44.534	904.323	442.667	67.136	32.863
1 ^{eme} étage	606.689	666.07	47.667	52.332	693.899	523.192	57.012	42.987
2 ^{eme} étage	679.417	439.797	60.704	39.295	772.701	301.96	71.901	28.098
3 ^{eme} étage	450.289	470.454	48.904	51.095	516.631	376.149	57.867	42.132
4 ^{eme} étage	475.542	267.384	64.009	35.990	523.362	184.764	73.908	26.091

5 ^{ème} étage	305.838	193.842	61.206	38.793	332.841	152.695	68.551	31.448
------------------------	---------	---------	--------	--------	---------	---------	--------	--------

a.1. Vérification de l'effort normal réduit

L'inégalité de l'effort normal réduit, doit être vérifiée pour le poteau le plus sollicité de chaque étage et ce conformément aux exigences du RPA99/2003 [1].

On doit vérifier que : $\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

Tel que :

N_d : effort normal de calcul.

B_c : l'aire brute du poteau.

Les résultats obtenus par le logiciel SAP sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 4-6: Vérification de l'effort normal réduit

niveau	$N_d(KN)$	$A(cm^2)$	v	Observation
Entre sol 1 et 2	1665.195	50*50	0.264	vérifiée
Entre sol 3 et RDC	1238.543	45*45	0.244	vérifiée
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	866.430	40*40	0.216	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	533.350	35*35	0.174	vérifiée
5 ^{ème} étage	226.8410	30*30	0.100	vérifiée

4.8. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/2003 [1]}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99/2003 [1]

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 4-7: Vérification des déplacements

Niveau	Sens x					Sens-y				
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	Δ_k (cm)	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	$\delta_k(cm)$	Δ_k (cm)	$h_k(cm)$	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
Entresol 1	0.0006	0.003	0.003	3.06	0.0009	0.0007	0.0035	0.0035	3.06	0.00114
Entresol 2	0.0018	0.009	0.006	3.06	0.0019	0.0022	0.0110	0.0075	3.06	0.00245
Entresol 3	0.0035	0.0175	0.0685	3.06	0.0027	0.0041	0.0205	0.0095	3.06	0.00310
RDC	0.0054	0.0270	0.0059	3.06	0.0031	0.0063	0.0315	0.0110	3.06	0.00359
Etage 1	0.0074	0.0370	0.0100	3.06	0.0032	0.0085	0.0425	0.0110	3.06	0.00359
Etage 2	0.0095	0.0475	0.0105	3.06	0.0034	0.0108	0.0540	0.0115	3.06	0.00375
Etage 3	0.0115	0.0575	0.0100	3.06	0.0032	0.0131	0.0655	0.0115	3.06	0.00375
Etage 4	0.0134	0.0670	0.0095	3.06	0.0031	0.0151	0.0755	0.0100	3.06	0.00326
Etage 5	0.0152	0.0760	0.009	3.06	0.0029	0.0170	0.0850	0.0075	3.06	0.00310

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003 [1]}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4-8: Vérification a L'effet P- Δ

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Entresol 1	3.06	31375.125	0.003	1599.848	0.0192	0.0035	1543.068	0.0232
Entresol 2	3.06	27759.06	0.006	1571.628	0.0346	0.0075	1511.152	0.0450
Entresol 3	3.06	24142.996	0.0685	1494.759	0.0448	0.0095	1438.211	0.0521
RDC	3.06	20699.63	0.0059	1395.908	0.0460	0.0110	1346.99	0.0552
Etage 1	3.06	17225.282	0.0100	1272.759	0.0442	0.0110	1217.091	0.0508
Etage 2	3.06	13877.732	0.0105	1119.214	0.0425	0.0115	1074.661	0.0485
Etage 3	3.06	10415.054	0.0100	920.743	0.0369	0.0115	892.78	0.0438
Etage 4	3.06	7294.514	0.0095	742.926	0.0304	0.0100	708.126	0.0336
Etage 5	3.06	4058.845	0.009	499.68	0.0238	0.0075	485.536	0.0259

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1 donc l'effet P- Δ est négligeable.

Chapitre 5 Calcul des éléments structuraux

La stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis aux charges horizontales et verticales est assurée par ces éléments porteurs principaux (poteaux, poutres et voiles). Pour cela ces derniers doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations

5.1. Etude des poteaux

Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants (contreventement mixte):

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q+E \\ G+Q-E \\ 0.8G+E \\ 0.8G-E \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.2)[1]}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- L'effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

5.1.1.1. Recommandations de RPA

5.1.1.2. Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal est de : 0.8 % de la section du poteau (Zone IIa).
- Leur pourcentage maximal est: 4 % en zones courante et 6 % de la section du poteau en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de $\phi_{\min} \geq 12\text{mm}$.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par l' et h .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

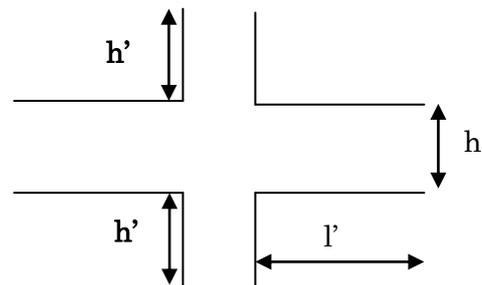


Figure 5-1: Zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA version 2003

Tableau 5-1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA99/2003 dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Entre sol 1	50x50	20	100	150
Entre sol 2	/	/	/	/
Entre sol 3	45x45	16.20	81	121.5
RDC	/	/	/	/
Étage 1	40x40	12.80	64	96
Étage 2	/	/	/	/
Étage 3	35x35	9.80	49	73.5
Étage 4	/	/	/	/
Étage 5	30x30	7.2	36	54

5.1.1.3. Armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suyivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \text{ (Zone courante). } (\phi_l \text{ Diamètre minimum des armatures longitudinales).}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $A_{t.b1}$ en % en pourcentage est de :

$$- 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ et } 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 5-2: Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entre sol 1 et 2	1747.902	4.402	64.4382	1323.673	-1.351	52.0245
Entre sol 3 et RDC	1314.982	10.0544	87.1915	925.310	-1.079	64.6205
Etage 1 et 2	931.158	10.7554	73.1373	574.863	-1.094	7.8983
Etage 3 et 4	582.216	4.8917	52.209	311.737	-0.170	4.0714
Etage 5	263.96	10.9802	33.2309	90.656	-0.092	1.0768

Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront Résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = 1747.902 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 4.402 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$- M_{\max} = 64.4382 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1323.673 \text{ KN (G+Q+Ey)}$$

$$- N_{\min} = -1.351 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 52.0245 \text{ KN.m (0.8G+Ex)}$$

Calcul sous Nmax et Mcor

$$d = 0.47 \text{ m}; d' = 0.03 \text{ m}.$$

$$N = 1747.902 \text{ KN (de compression)(ELU)}$$

$$M = 4.402 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0025 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.50/2 = 0.25 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'. Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 4.402 + 1747.902 \times 0.47 - 0.50/2 = 388.940 \text{ KN.m}.$$

$$(0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 = 0.51 > [1747.902 \times (0.47 - 0.03) - 388.94] \times 10^{-3} = 0.380$$

(I) n'est pas vérifiée. \Rightarrow section partiellement comprimée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{388.94 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.47^2 \times 14.2} = 0.247$$

$$\mu_{bu} = 0.247 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.362 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 6.15 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.401 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{388.94 \times 10^{-3}}{0.401 \times 348} = 27.81 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 27.81 - \frac{1747.902 \times 10^{-3}}{348} = -22.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul sous Mmax et Ncor

$$M = 64.4382 \text{ KN.m, } N = 1323.673 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.048 \text{ m} < (h/2) = 0.25 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 64.4382 + 1323.673 \times 0.47 - 0.50/2 = 355.64 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 = 0.51 > [1323.673 \times (0.47 - 0.03) - 355.64] \times 10^{-3} = 0.226$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 355.64 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.226 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.325 \rightarrow z = 0.408 \text{ m} \rightarrow A = 25.00 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul sous Nmin et Mcor

$$N = -1.351 \text{ KN} \rightarrow M = 52.0245 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 38.50 \text{ m} > (h/2) = 0.25 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de la section entre les armatures.

\Rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times d - h/2 = 52.0245 - 1.351 \times 0.47 - 0.50/2 = 51.7272 \text{ KN.m. } M$$

$$M_{UA} = 51.7272 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = -0.0069 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = -0.0086 \rightarrow z = 0.571 \text{ m} \rightarrow A_1 = -1.00 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.39 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 5-3: Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA}	A _{adap}	Barres
Entre sol 1 et 2	50×50	0	27.81	20	28.65	4HA20+8HA16
Entre sol 3 et RDC	45×45	0	21.23	16.20	24.88	4HA20+8HA14

Etage 1 et 2	40×40	0	15.182	12.80	20.36	4HA16+8HA14
Etage 3 et 4	35×35	0	18.72	9.80	20.36	4HA16+8HA14
Etage 5	30×30	0	4.90	7.20	14.20	4HA16+4HA14

Armature transversales

On prend pour exemple de calcul le poteau du entre sol 1 (50×50 cm²):

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,28 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 159,735 \times 10^{-3} \times 20}{75 \times 400} = 3,99 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{\min} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{\min} = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

On a : $3 < \lambda_g < 5$, d'où :

- zone nodale : ✕

- zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(15 \times 50) = 3,75 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **8HA8=4.02cm²**

Tableau 5-4: Calcul des armatures transversales

Niveau	Entre sol 1 et 2	Entre sol 3 et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5
Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

(cm) ϕ_l^{\min}	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4
(cm) l_f	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.28	4.76	5.35	6.12	7.17
Vu(KN)	30.802	57.65	49.252	35.043	22.759
l_r (cm)	64	56	48	56	48
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A_t	0.86	1.80	1.15	0.93	0.71
A_t^{\min}	3.75	3.37	1.80	1.57	1.35
A adopt	8HA8=4.02	7HA8=3.52	4HA8=2.01	4HA8=2.01	3HA8=1.51

Vérification

Vérification au flambement

Selon le **BAEL (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. On doit vérifier que

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$
- α est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$. L'élanement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \quad \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right. \quad L_f = \text{longueur de flambement.}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd = 1747.902 \text{ KN}$$

$$l_f = 214.2 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 14.82 < 50 \rightarrow \alpha = 0.820$$

$$Br = 0.50 - 0.02 \times 0.50 - 0.02 = 0.2304 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.820 \times \left[\frac{0.2304 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{28.65 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 4.31 \text{ MN}.$$

$Nd = 1747.902 \text{ KN} < 4315.814 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau 5-5: Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Entre sol 1 et 2	50×50	306	214.2	14.82	0.820	28,65	0.2304	4.315	1.747	vérifiée
Entre sol 3 et RDC	45×45	306	214.2	16.46	0.813	22.24	0.1849	3.41	1.314	vérifiée
Etage 1 et 2	40×40	306	214.2	18.52	0.804	15.21	0.1444	2.575	0.931	vérifiée
Etage 3 et 4	35×35	306	214.2	21.17	0.792	20.36	0.1089	2.15	0.582	vérifiée
Etage 5	30×30	306	214.2	24.70	0.772	9.05	0.0784	1.36	0.263	vérifiée

Vérification des contraintes

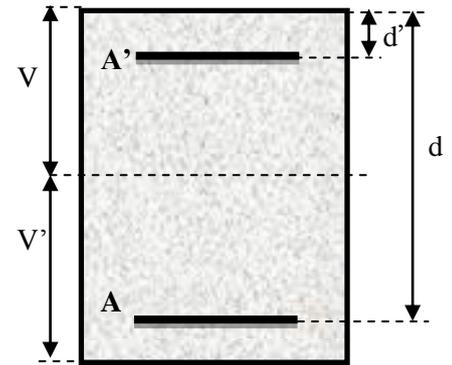
Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus

sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inferieure.}$$



$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-6: Vérification des contraintes

Niveau	Entre sol 1 et 2	Entre sol 3 et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5
Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
d (cm)	47	42	37	32	27
A' (cm ²)	14.325	11.12	7.605	10.18	4.525
A (cm ²)	14.325	11.12	7.605	10.18	4.525
V (cm)	25	22.5	20	17.5	15
V' (cm)	25	22.5	20	17.5	15
I _{yy'} (m ⁴)	0.0072	0.0046	0.0027	0.0018	0.0008
N ^{ser} (MN)	1.212	0.927	0.669	0.429	0.192
M ^{ser} (MN)	0.023	0.024	0.028	0.019	0.020
M _G ^{ser} (MN)	0.023	0.024	0.028	0.019	0.020
σ _{bc1} (MPa)	4.93	5.11	5.73	4.65	5.60
σ _{bc2} (MPa)	3.33	2.74	1.58	0.95	1.87
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Vérification aux sollicitations tangentielles

D'après le RPA99 version 2003 **article 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 :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-7: Vérification aux sollicitations tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	lf(cm)	λ	ρ_d	(cm) d	V_d	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observations
Entre sol 1 et 2	50×50	214.2	14.82	0.040	47	30.802	0.131	1	vérifiée
Entre sol 3 et RDC	45×45	214.2	16.46	0.040	42	57.65	0.297	1	vérifiée
Etage 1 et 2	40×40	214.2	18.52	0.075	37	49.252	0.332	1.875	vérifiée
Etage 3 et 4	35×35	214.2	21.17	0.075	32	35.043	0.312	1.875	vérifiée
Etage 5	30×30	214.2	24.70	0.075	27	22.759	0.280	1.875	vérifiée

- Schéma de ferrailage des poteaux

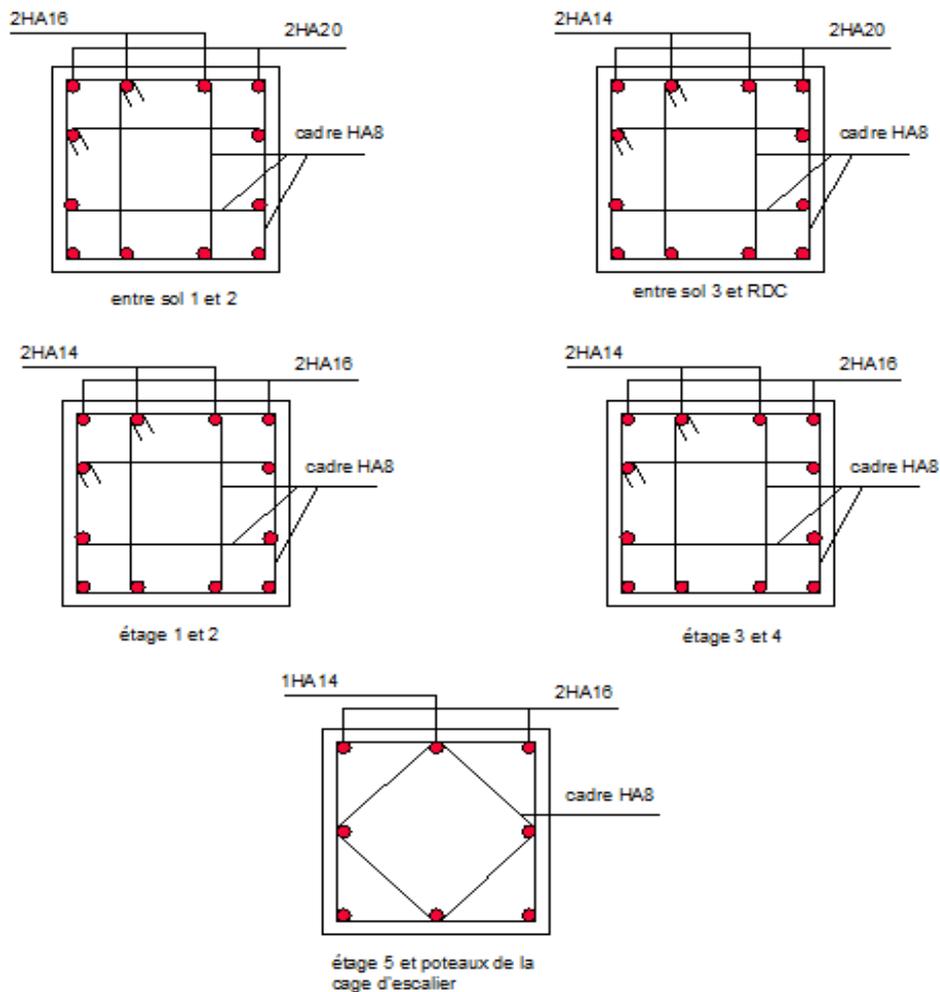


Figure 5-2: Schéma du ferrailage des poteaux

5.2. Etude des poutres

Les poutres principales sont sollicitées par un moment fléchissant, et un effort tranchant, dus aux charges verticales et un effort normal dû à l'effet de la température, d'où le ferrailage se fera à la flexion composée, cependant pour les poutres secondaires, le ferrailage se fera à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables

Recommandations du RPA 99 /2003 [1]

5.2.1.1. Coffrage

Les poutres doivent être conformes aux dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

5.2.1.2. Ferrailages

✓ Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% $b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4 % $b \times h$ En zone courante.
6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont 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.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone IIa.
avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de

sorte à s'opposera la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

✓ Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

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.

Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

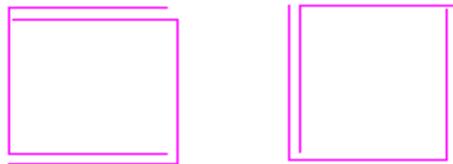


Figure 5-3: 2U superposés (alternatif)

- **Recommandation de BAEL [2]**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

Ferraillages des poutres

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du RPA

5.2.1.3. Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}).

- Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 [1]

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

❖ Poutres principales

- ✓ En zone courante

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54\text{cm}^2$$

- ✓ En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

❖ Poutres secondaires

- ✓ En zone courante

$$A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$$

- ✓ En zone de recouvrement

$$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$$

Pourcentage minimum des armatures longitudinales

❖ Poutres principales

- ✓ $A_{\min} = 0.5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75\text{cm}^2$

❖ Poutres secondaires

- ✓ $A_{\min} = 0.5\%b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B). Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×40) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes : $M_t = 97.06 \text{ KN.m} \dots (\text{ELU})$

$$M_a = 142.90 \text{ KN.m} \dots (\text{G+Q+E}_x)$$

✓ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97.06 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14.20} = 0.129$$

$$\mu_{bu} = 0.129 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.173$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.390 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{29.67 \times 10^6}{411.2 \times 348} = 7.18 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{142.9 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.48} = 0.146$$

$$\mu_{bu} = 0.146 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.386 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{62.068 \times 10^6}{354.03 \times 400} = 9.21 \text{ cm}^2$$

Les résultats de sollicitations maximales et de ferrillages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5-8 : Récapitulation du ferrillage des poutres

Niveau	Type de poutre	Section (cm)	localisation	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Nombre de barres	V(KN)
Etage Commercial	principale	30 × 45	Appui	9.21	6.75	9.42	3T16+3T12	156.84
			travée	7.18		8.01	3T14+3T12	
	secondaire	30 × 40	Appui	7.00	6	8.01	3T14+3T12	59.20
			travée	7.15		8.01	3T14+3T12	
Etage Courant	principale	30 × 45	Appui	8.47	6.75	9.42	3T16+3T12	132.01
			travée	7.19		8.01	3T14+3T12	
	secondaire	30 × 40	Appui	7.34	6	8.01	3T14+3T12	68.12
			travée	8.00		8.01	3T14+3T12	
Terrasse accessible	principale	30 × 45	Appui	6.77	6.75	8.01	6T12	107.50
			travée	3.09		8.01	6T12	
	secondaire	30 × 40	Appui	5.84	6	6.03	3T16	65.73
			travée	5.21		6.03	3T16	

➤ Les longueurs de recouvrement

- La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$. Soit : $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$. Soit : $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$. Soit : $L_r = 50\text{cm}$

5.2.1.4. Les armatures transversales

Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Lmin}\right) \Rightarrow \phi_t = \min(1.28; 3; 1.2)$$

$\phi_t \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow$ on prend $\phi_t = 8\text{mm}$

$$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

Calcul de l'espacement

Selon le RPA :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right),$$

Poutres principales :

$$S_t \leq \min(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm}). \text{ Soit : } S_t=10 \text{ cm}$$

Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm}) \quad . \text{ Soit : } S_t=8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

❖ Poutres principales

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 ; \text{ Soit : } S_t=20 \text{ cm}$$

❖ Poutres secondaires

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 ; \text{ Soit : } S_t=15\text{cm}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 \leq A_t^{MIN} = 1.35\text{cm}^2$$

Vérifications à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.55\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

✓ Contrainte tangentielle maximale

- Vérification de l'effort tranchant $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.133f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$

Tableau 5-9: Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	156.84	1.244	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	59.20	0.533	3.33	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$. Donc : Pas de risque de cisaillement

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

Poutres principales

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(156.84 - \frac{142.90}{0.9 \times 0.42} \right)$$

$$A_l \geq -6.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l < 0$$

\Rightarrow Aucune vérification à faire

Poutres secondaires

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(68.12 - \frac{100.88}{0.9 \times 0.37} \right)$$

$$A_l \geq -2.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l < 0$$

\Rightarrow Aucune vérification à faire

Vérifications à l'ELS

- ✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- ✓ **État limite de compression du béton**

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

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

Calcul de y :

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-10: Vérification des contraintes dans les poutres

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	72.36	136434.14	15.73	8.34	15
	Travées	25.23	136434.14	15.73	2.91	15
Poutres secondaires	Appuis	37.33	90996.69	13.68	5.61	15
	Travées	18.82	90996.69	13.68	2.82	15

✓ **Etat limite de déformation**

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

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

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

➤ **Poutres principales**

$$\frac{h}{l} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$M_t = 25.23 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 29.68 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.088 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.42} = 0.0074 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions précédentes sont satisfaites alors, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{l} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$M_t = 18.81 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 22.14 \text{ KN.m}$$

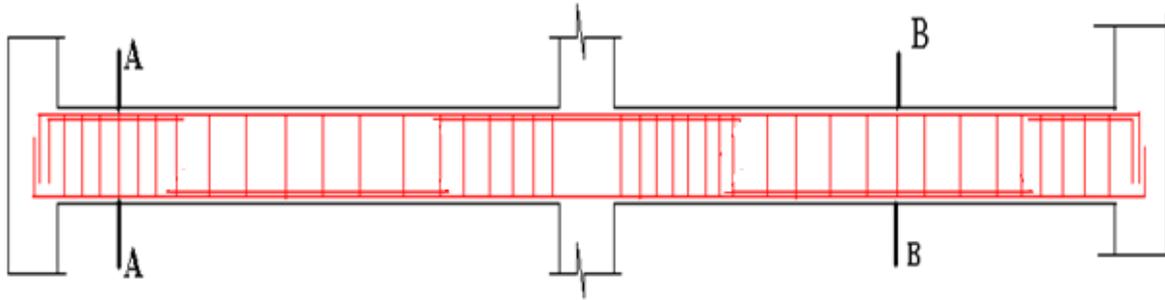
$$\frac{h}{L} = 0.089 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{15.46 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0096 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

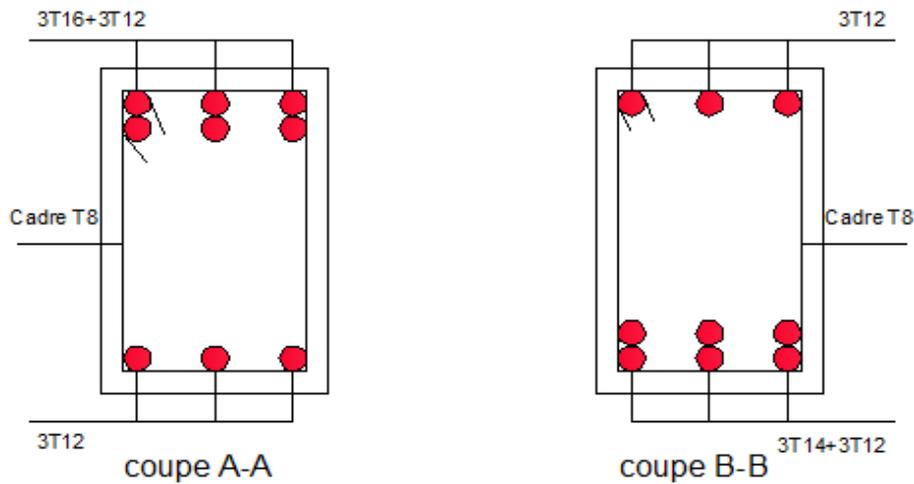
Les trois conditions précédentes sont satisfaites alors, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailages des poutres

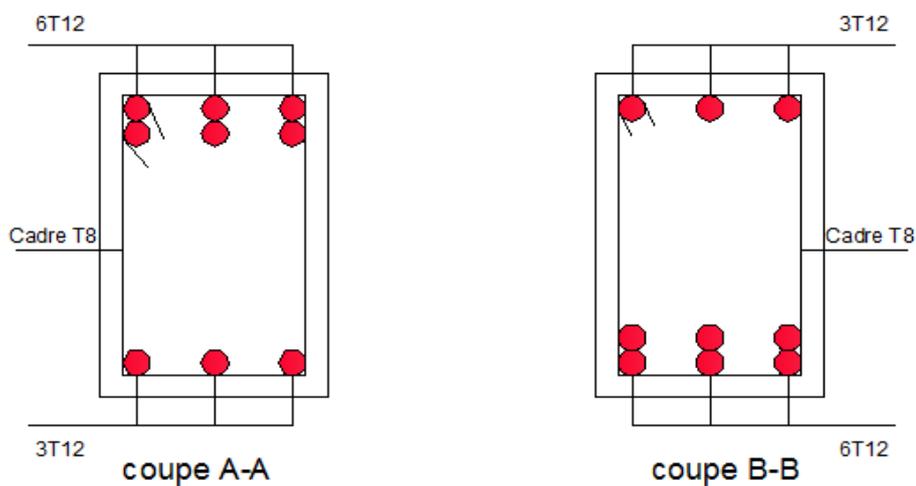
Poutres principales



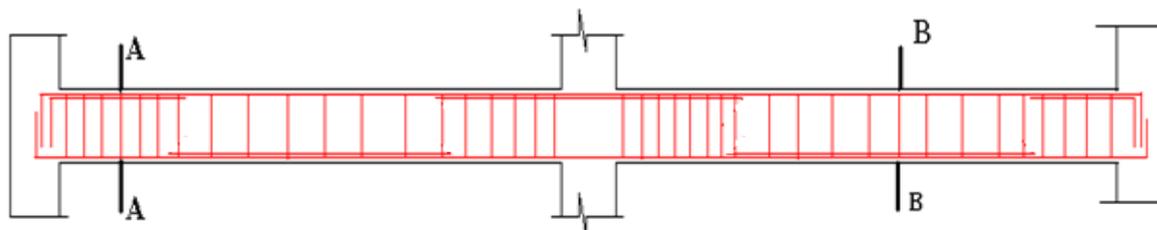
Etage commercial, étage habitation



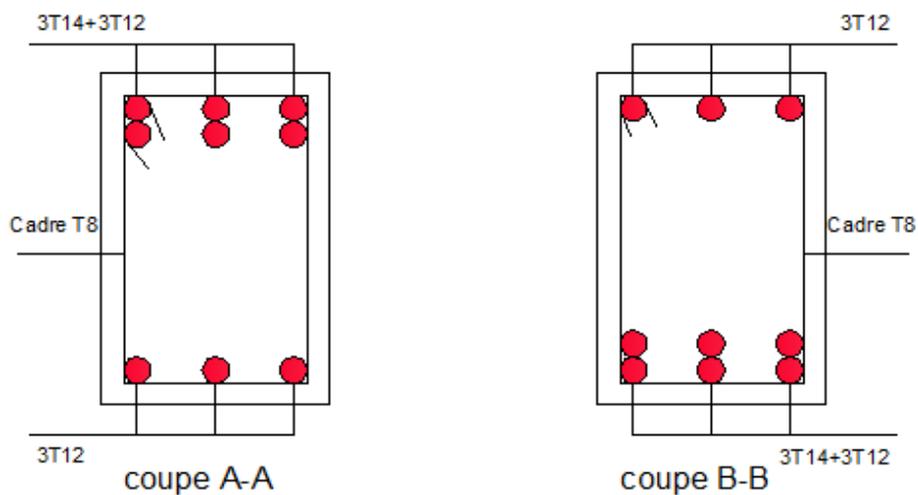
Étage accessible



Poutres secondaires



Étage commercial, étage habitation



Étage accessible

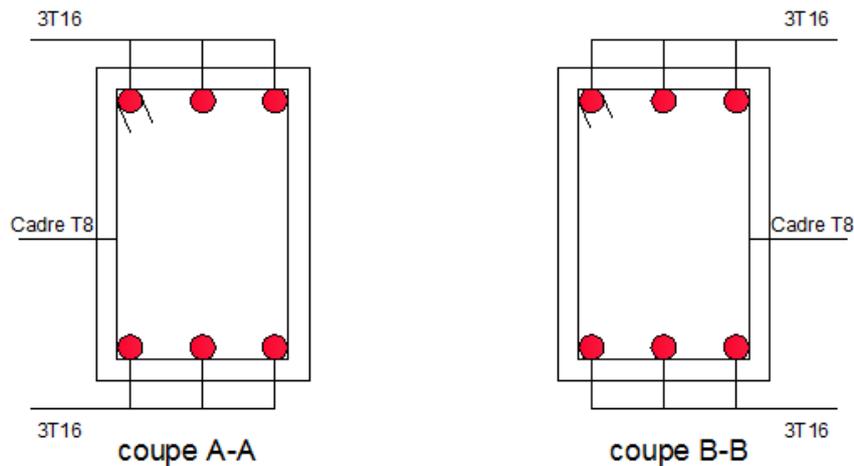


Figure 5-4: Schéma du ferrailage des poutres

Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA99/03(Article 7.6.2) [1]. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration qui est égale à 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

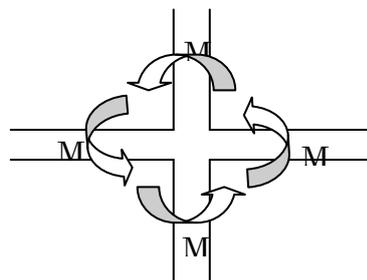


Figure 5-5: Schéma de la zone nodale

5.2.1.5. Détermination des moments résistants dans poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,

– de la contrainte limite élastique des aciers,
 $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-11: Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol 1 et 2	50×50	45	28.65	448.659
Entre sol 3 et RDC	45×45	40.5	22.24	313.450
Etage 1 et 2	40×40	36	15.21	190.550
Etage 3 et 4	35×35	31.5	20.36	223.186
Etage 5	30×30	27	14.20	133.423

5.2.1.6. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau 5-12). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central

Tableau 5-12: Vérification de la zone nodale

Niveau	M _n	M _s	M _n +M _s	M _w	M _e	1.25 (M _w +M _e)	Observations
Entre sol 1	448.659	448.659	897.318	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
Entre sol 2	350.658	448.659	799.317	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
Entre sol 3	350.658	350.658	701.316	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
RDC	255.070	350.658	605.728	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
Etage 1	255.070	255.070	510.14	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
Etage2	223.186	255.07	478.256	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
Etage3	223.186	223.186	446.372	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
Etage4	133.423	223.186	356.609	132.765	132.765	331.9125	vérifiée
Etage5	133.423	133.423	266.846	95.689	95.698	239.245	vérifiée

Conclusion : la vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

5.3. Etude des voiles

Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \left(\frac{h}{l} > 1.5 \right)$$

$$\text{Voiles courts : } \left(\frac{h}{l} < 1.5 \right)$$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Selon les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Recommandation du RPA [1]

5.3.1.1. Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{min}^{Zt} = 0.2\% * L_t * e$$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

5.3.1.2. Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes

$$\tau_b = \frac{1.4 * V}{b * d} \Rightarrow \begin{cases} A_h = \frac{\tau * b * S_t}{0.8 * f_e} \\ A_h = \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{min}^{ZE} = 0.15\% * b * h \text{ dans la zone extrême de voile.}$$

$$A_{min}^{ZC} = 0.10\% * b * h \text{ dans la zone courante du voile.}$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} * e$$

$$A_h^{min} = 0.20\% * e * S_h = 1 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

L'espacement $S_t = \min(1.5e ; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.

5.3.1.3. Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

5.3.1.4. La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{e \times d} \leq \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28}$$

e : épaisseur du voile :

d : hauteur utile ($d = 0,9 \times e$) ;

h : hauteur total de la section.

5.3.1.5. Calcul du ferrailage des voiles

SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant. Les sections d'aciers calculés sont obtenues en utilisant le logiciel GC. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Voile Vx1

Tableau 5-13: Récapitulation du ferrailage de voile Vx1

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	2.4*0.20	2.4*0.20	2.4*0.20	2.4*0.20
N (KN)	1430.95	1234.58	967.03	631.98
M (KN.m)	144.23	119.99	124.40	192.947
V (KN)	473.96	408.96	146.25	215.02
Langueur tendue	0	0.90	0.90	0.90
Langueur comprimée	2.4	1.5	1.5	1.5
A_{min}	9.60	9.60	9.60	9.60
A calculée	23.16	21.24	16.13	10.99
A adopté / face (cm ²)	16T14=24.64	14T14=21.56	16T12=18.08	10T12=11.30

St (cm)	15	15	15	20
A _h calculée (cm ²)	1.92	1.66	1.16	1.16
A _h min /ml (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A _h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16
S _h	20	20	20	20

Voile Vx2

Tableau 5-14: Récapitulation du ferrailage de voile Vx2.

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.6*0.2	1.6*0.2	1.6*0.2	1.6*0.2
N (KN)	639.618	512.33	437.484	15.33
M (KN.m)	40.98	10.06	149.042	76.60
V (KN)	154.25	82.22	78.72	72.04
Langueur tendue	0	0	0.8	0.8
Langueur comprimée	1.6	1.6	0.8	0.8
A _{min}	6.4	6.4	4.8	4.8
A calculée	10.29	7.63	1.34	1.18
A adopté / face (cm ²)	10T12=11.30	8T12=9.04	14T8=7.04	14T8=7.04
St (cm)	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.94	0.5	0.48	0.44
A _h min /ml (cm ²)	2.7	2.7	0.6	0.6
A _h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16
S _h	20	20	20	20

Voile Vx3

Tableau 5-15: Récapitulation du ferrailage de voile Vx3.

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	2.8*0.2	2.8*0.2	2.8*0.2	2.8*0.2
N (KN)	1514.26	1285.98	1003.12	655.64

M (N.m)	63.86	139.25	13.059	12.98
V (KN)	459.125	341.30	220.86	169.80
Langueur tendue	0	0	0	0
Langueur comprimée	2.8	2.8	2.8	0.8
A_{min}	11.2	11.2	11.2	11.2
A calculée	22.75	20.63	14.62	9.62
A adopté / face (cm ²)	16T14=24.64	14T14=21.56	14T12=15.82	16T10=12.64
St (cm)	15	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	1.59	1.19	0.77	0.59
A_h min /ml (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A_h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16
S_h	20	20	20	20

Voile Vx4

Tableau 5-16: Récapitulation du ferrailage de voile Vx4.

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2
N (KN)	503.188	88.724	396.509	269.741
M (KN.m)	1.2355	124.006	11.16	1.999
V (KN)	49.022	49.022	15.233	14.639
Langueur tendue	0	0.6	0	0
Langueur comprimée	1.2	0.6	1.2	1.2
A_{min}	4.8	3.6	4.8	4.8
A calculée	7.67	1.92	6.11	3.94
A adopté / face (cm ²)	12T10=9.48	12T8=6.02	12T10=9.48	12T8=6.02
St (cm)	20	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	0.40	0.4	0.12	0.12
A_h min /ml (cm ²)	2.7	0.6	2.7	2.7
A_h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	2T8=1.01	4T10=3.16	4T10=3.16
S_h	20	20	20	20

Voile Vy1

Tableau 5-17: Récapitulation du ferrailage de voile Vy1

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.6*0.2	1.6*0.2	1.6*0.2	1.6*0.2
N (KN)	988.343	968.139	72.889	64.7589
M (KN.m)	29.1578	127.3657	673.838	445.889
V (KN)	181.68	233.389	125.505	98.118
Langueur tendue	0	0	0	0
Langueur comprimée	1.6	1.6	1.6	1.6
A_{min}	6.4	6.4	6.4	6.4
A calculée	14.99	17.35	11.65	8.15
A adopté / face (cm ²)	10T14=15.40	12T14=18.48	12T12=13.56	12T10=9.48
St (cm)	20	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	1.10	1.42	0.76	0.6
A_h min /ml (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A_h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16
S_h	20	20	20	20

Voile Vy2

Tableau 5-18: Récapitulation du ferrailage de voile Vy2

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2
N (KN)	792.325	712.076	540.66	445.889
M (KN.m)	8.77	42.3549	86.210	64.7589
V (KN)	123.321	95.238	.219	98.118
Langueur tendue	0	0	0	0
Langueur comprimée	1.2	1.2	1.2	1.2
A_{min}	4.8	4.8	4.8	6.4
A calculée	11.705	11.75	10.87	8.73

A adopté / face (cm ²)	12T12=13.56	12T12=13.56	10T12=11.30	12T10=9.48
St (cm)	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	1.00	0.77	0.84	079
A _h min /ml (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A _h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16
S _h	20	20	20	20

Voile Vy3

Tableau 5-19: Récapitulation du ferrailage de voile Vy3

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	2.3*0.2	2.3*0.2	2.3*0.2	2.3*0.2
N (KN)	218.572	797.98	776.993	509.034
M (KN.m)	610.71	20.2429	70.6282	77.6302
V (KN)	177.18	95.238	170.018	138.791
Langueur tendue	1.15	0	0	0
Langueur comprimée	1.15	1.2	1.2	1.2
A _{min}	6.90	9.2	9.2	9.2
A calculée	5.005	11.85	12.49	8.77
A adopté / face (cm ²)	10T10=7.90	12T12=13.56	12T12=13.56	12T10=9.48
St (cm)	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.42	0.42	0.72	059
A _h min /ml (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A _h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16
S _h	20	20	20	20

Voile Vy4

Tableau 5-20: Récapitulation du ferrailage de voile Vy4

Niveau	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	2.5*0.2	2.5*0.2	2.5*0.2	2.5*0.2
N (KN)	1160.429	990.731	776.993	509.034
M (KN.m)	9.9982	46.3818	70.6282	77.63
V (KN)	301.679	260.033	170.018	138.791
Langueur tendue	0	0	0	0
Langueur comprimée	2.5	2.5	2.5	2.5
A_{min}	10.00	10.00	10.00	10.00
A calculée	16.85	15.04	13.07	9.04
A adopté / face (cm ²)	12T14=18.48	14T12=15.82	12T12=13.56	12T10=9.48
St (cm)	20	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	1.17	1.01	0.66	0.54
A_h min /ml (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7
A_h adoptée (cm ²)	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16	4T10=3.16
S_h	20	20	20	20

5.3.1.6. Vérification au cisaillement

Vérification au cisaillement Selon le RPA99 [1], la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \tau_u \leq \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{Mpa.}$$

Tableau 5-21: Vérification des contraintes dans le béton V1

Voile Vx1	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{v}	473.96	408.96	146.25	215.02
τ_b (MPa)	1.53	1.325	0.927	0.697
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau 5-22: Vérification des contraintes dans le béton V2

Voile Vx2	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{V}	154.25	82.22	78.72	72.04
$\tau_b(MPa)$	0.750	0.383	0.8526	0.350
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau 5-23: Vérification des contraintes dans le béton Vx3

Voile Vx3	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{V}	459.125	341.30	220.86	169.80
$\tau_b(MPa)$	1.275	0.948	0.613	0.444
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau 5-24: Vérification des contraintes dans le béton Vx4

Voile Vx4	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{V}	49.022	49.022	15.233	14.639
$\tau_b(MPa)$	0.318	0.318	0.099	0.095
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau 5-25: Vérification des contraintes dans le béton Vy1

Voile Vy1	Entre sol 1et2	Entre sol 1etRDC	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{V}	181.68	233.389	125.505	98.118
$\tau_b(MPa)$	0.883	1.135	0.610	0.477
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau 5-26: Vérification des contraintes dans le béton Vy2

Voile Vy2	Entre sol 1et2	Entre sol 1et2	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{V}	123.321	95.238	219	98.118
$\tau_b(MPa)$	0.799	0.617	0.669	0.636
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau 5-27: Vérification des contraintes dans le béton Vy3

Voile Vy3	Entre sol 1et2	Entre sol 1et2	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{V}	177.18	95.238	170.018	138.791
$\tau_b(MPa)$	0.581	0.636	0.575	0.469
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau 5-28: Vérification des contraintes dans le béton Vy4

Voile Vy4	Entre sol 1et2	Entre sol 1et2	1et 2 ^{eme} étage	3,4et 5 ^{eme} étage
\bar{V}	301.679	260.033	170.018	138.791
τ_p (MPa)	1.466	1.265	0.826	0.675
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

5.3.1.7. Schéma de ferrailage

Schéma de ferrailage du voile Vx1 : (exemple)

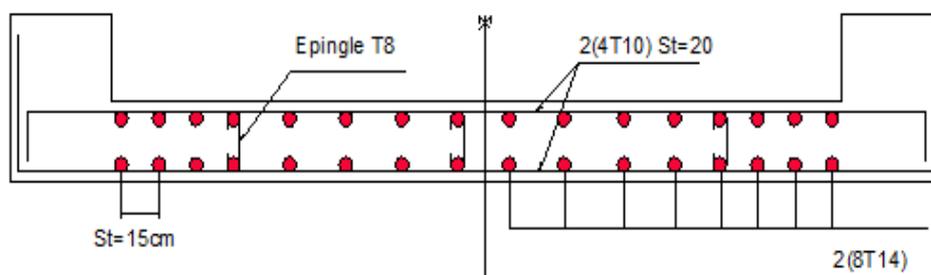


Figure 5-6: Schéma de ferrailage du voile Vx1

Chapitre 6 Etude des fondations

6.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

6.2. Choix de type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise
- La portance de l'ouvrage
- la distance entre axes des poteaux,
- la profondeur de bon sol.

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G+Q+E$
- 2) $0.8 \times G \pm E$

6.3. Vérification de la semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP 2000V14.

S : surface d'appui de la semelle . $S=A \times B$

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = 1665.195 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \dots\dots\dots(1)$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots\dots\dots(2) \text{ Avec a, b dimensions du poteau}$$

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$B \geq \sqrt{\frac{0.50 \times 1665.195 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0.18}} \Rightarrow B \geq 3.04m \Rightarrow 3.10m$$

$$A = \frac{a}{b} B = 3.04 \Rightarrow 3,10m$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 1,45 m et 5,05m

Et selon y-y' l'entraxe varie entre 1,45 et 5,10 On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.4. Vérification de la semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B de longueur L située sous un portique formé de quatre poteaux (le portique le plus sollicité dans le sens xx).

On doit vérifier :

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

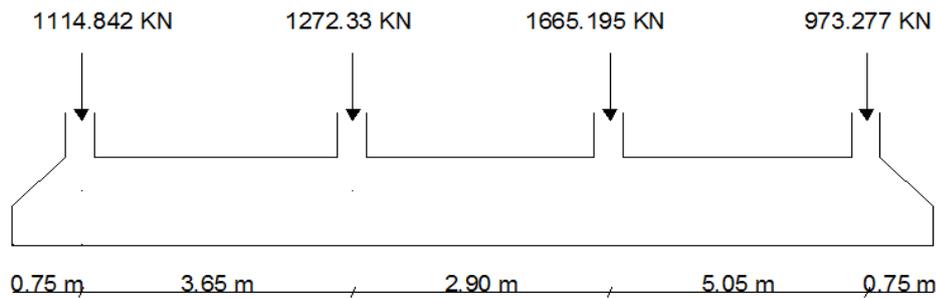


Figure 6-1 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 1114.845 + 1272.33 + 1665.195 + 973.277 = 5025.647KN$$

$$L = 13.10m$$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} = \frac{5025.647}{180 \times 13.10} = 2.13m.$$

On voit bien que la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

6.5. Etude de radier général

Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

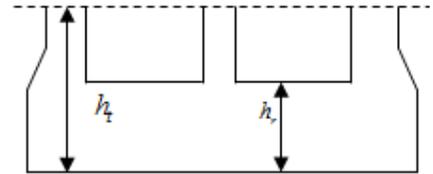


Figure 6.2-dimension du radier.

Pré dimensionnement de radier

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 5.10m \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51.cm \quad \text{on prend : } h_t = 55cm \dots \dots \dots (a)$$

$$\text{Dalle} : h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 5.10m \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{510}{20} = 25.50cm \quad \text{on prend : } h_r = 30cm.$$

➤ La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,10^4 \times 4 \times 10^4}{3,14^4 \times 3,21 \times 10^7}} = 0.74 \text{ m}$$

Donc : $h_t \geq 0.74 \text{ m} \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 0.75 \text{ m}$ (dalle + nervure) et $h_r = 0.30 \text{ m}$

➤ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{48929.78 \times 10^{-3}}{0.18} = 271.827 \text{ m}^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 306.493 \text{ m}^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 306.493 \text{ m}^2$ (Le radier comporte pas de débord)

Les vérifications nécessaire

➤ Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

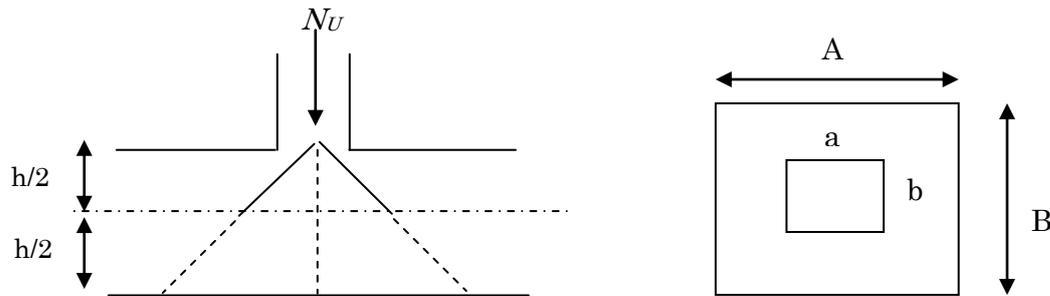


Figure 6-2: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.5 \times 2 + 2 \times 0.75) \Rightarrow \mu_c = 5\text{m.}$$

$$1.665\text{MPa} \leq 0.045 \times 5 \times 0.75 \times \frac{25}{1.15} = 3.67\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

Fissuration préjudiciable

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4\text{MPa} \right)$$

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{48929.78 \times 5.10 \times 1}{2 \times 306.493} = 407.092 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_t = 0.9 \times 0.75 = 0.675 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{407.092 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 0.60 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier

➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. **(DTR BC 2.33.1 (article : 3.541(a))**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 11706.5604 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 9.05 \text{ m.}$$

$$I_y = 7591.5398 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 11.65 \text{ m.}$$

Avec :

σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base

• Sens X-X :

$$N = 29549.512 \text{ KN et } M_x = 22632.7943 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times x_G = 0.113 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times x_G = 0.078 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.104Mpa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18Mpa \quad (\text{condition vérifiée})$$

• Sens Y-Y :

$N = 29549.512KN$ et $M_y = 37833.3227 KN.m$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = 0.154Mpa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = 0.038Mpa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.125Mpa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.18Mpa \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99** (article 10.1.5)

• Suivant X-X : $e = \frac{22632.7943}{29549.512} = 0.76 m < \frac{20.88}{4} = 5.22m$ (condition vérifiée)

• Suivant Y-Y : $e = \frac{37833.3227}{29549.512} = 1.28m < \frac{23.95}{4} = 5.98m$ (condition vérifiée)

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10KN/m^2$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0.75m$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 306.493m^2$).

$$N \geq 1.5 \times 0.75 \times 306.493 \times 10 = 3448.046KN \quad \text{C'est vérifié.}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrive de l'eau.

6.6. Ferrailage

La dalle de radier

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 4.55m$ et $L_y = 4.70m$.

soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN} / m^2$$

➤ Calcul des sollicitations

$$q_U = \frac{N_U}{S} + 1.35 \times G_0 = \frac{29549.512}{306.493} + 1.35 \times 7.5 = 106.53 \text{ KN} / m^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_S = \frac{N_S}{S} + G_0 = \frac{21536.327}{306.493} + 7.5 = 77.76 \text{ KN} / m^2$$

N_S : Est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ à l'ELU

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \quad (\text{Annexe2})$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0401 \times 106.53 \times 4.55^2 \Rightarrow M_0^x = 88.438 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow 0.9092 \times 88.43 \Rightarrow M_0^y = 80.407 \text{ KNm}$$

✓ En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 75.17 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 68.345 \text{ KNm}$$

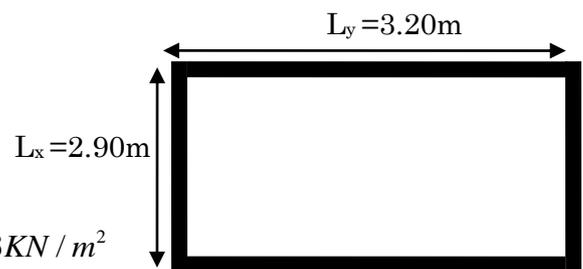


Figure 6-3: Dalle sur quatre appuis

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = -44.218 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_0 = 1 \times 0.30 \text{ m}^2$

✓ Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$h_r = 30 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, \rho = 0.96 \text{ et } H A_f E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2.448 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau 6-1: Résumé des résultats de ferrailage de dalle de radier

Sens		M (KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	S _t
x-x	Travée	75.172	7.99	2.448	6HA14=9.24	15
	Appui	44.218	4.63	2.40	5HA12=5.65	20
y-y	Travée	68.345	7.24	2.40	5HA14=7.70	25
	Appui	44.218	4.63	2.40	5HA12=5.65	20

✓ **Espacement des armatures**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3 \times h_r, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \\ \text{Armatures // } L_y: S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \times h_r, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\ast V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 163.753 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{163.753 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.606 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifié.}$$

$$\ast V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 161.570 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{161.570 \times 10^{-3}}{1 \times 0.33} = 0.59 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

- **A l'ELS:**

La fissuration à considérer est préjudiciable:

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{MPa}.$$

Avec:

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

$$\sigma_s = 15 * M_t \times \frac{(d - y)}{I}$$

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

Tableau 6-2 : Vérification des contraintes

Sens		M_{ser}^t	y(m)	I (m ⁴)	A_{adopte} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-x	Travée	64.85	0.0753	0.00072	9.24	6.78	275.379	15	201.63
	Appui	38.156	0.0609	0.00048	5.65	4.82	260.166	15	201.63
y-y	Travée	60.870	0.096	0.00062	7.70	7.99	362.650	15	201.63
	appui	38.156	0.087	0.00048	5.65	4.82	260.166	15	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage et la section de béton a 35cm.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Sens		Nouvelle section	y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t
Travée	x-x	7HA14=10.78	0.0883	0.00117	4.88	200.37	12
	y-y	7HA14=10.78	0.0883	0.00117	5.40	188.62	12
Appui		6HA12=6.78	0.0723	0.00080	3.44	184.175	15

Schéma de ferrailage de la dalle de radier

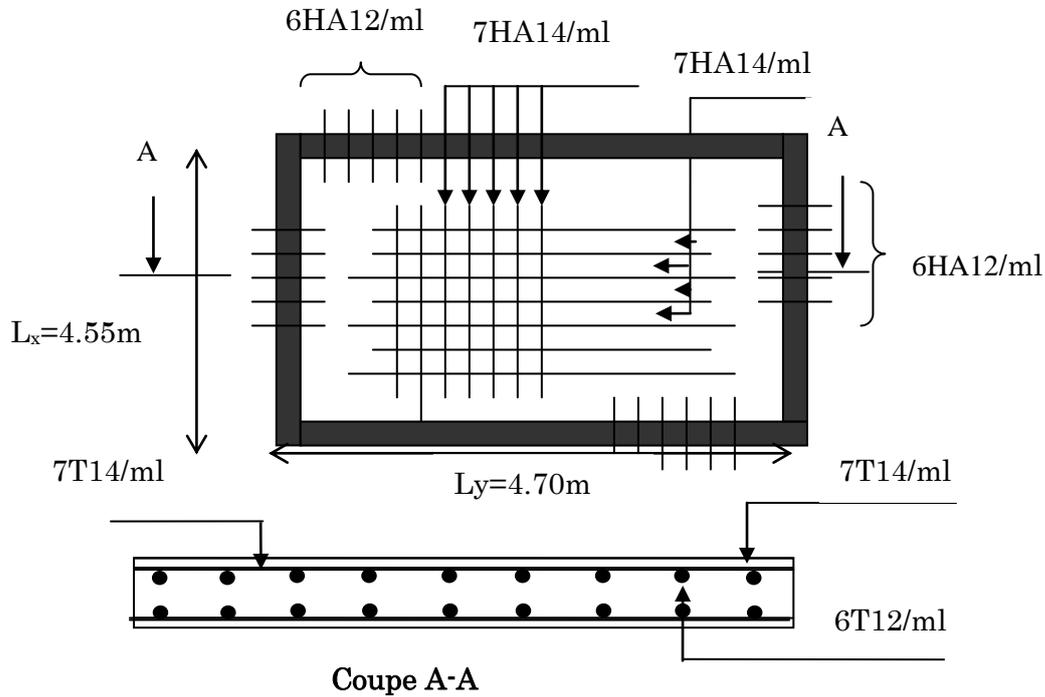


Figure 6-4: Schéma de ferrailage du radier

Ferrailage des nervures

6.6.1.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$q_u = 106.53 \text{ KN/m}^2$, $q_s = 77.76 \text{ KN/m}$

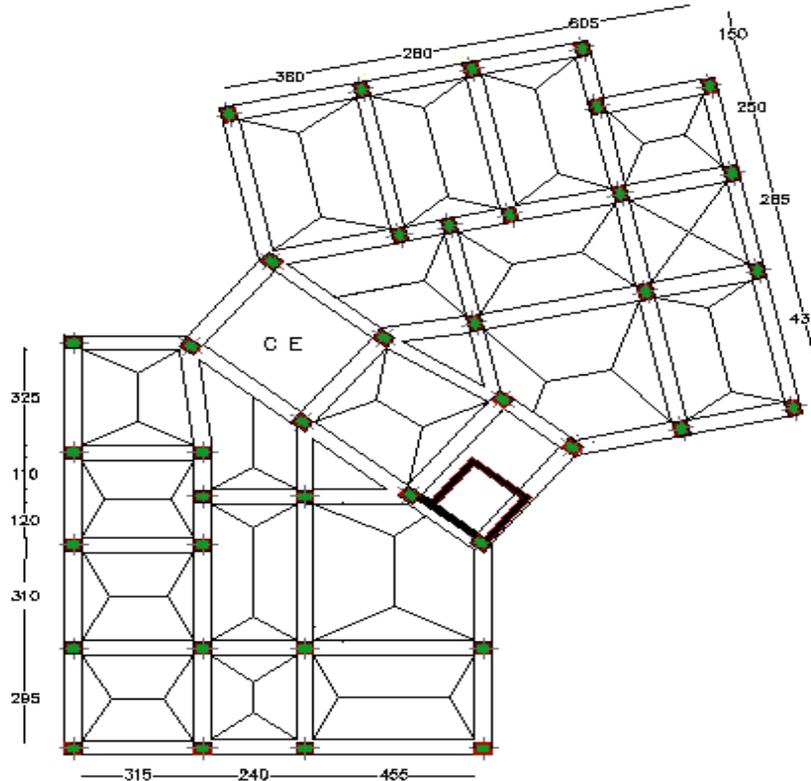


Figure 6-5: Subdivision des charges suivant les lignes de rupture

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{Travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• **Moments en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{P \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

• L'effort tranchant

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

• Sens (y-y)

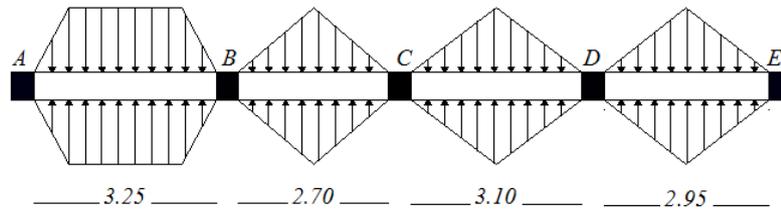


Figure 6-6: Sollicitations sur les nervures dans le sens Y-Y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-3: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y (ELU)

Travée	L (m)	L' (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	3.25	3.25	232.48	0	-215.444	208.664	311.48	-444.07
BC	2.70	2.16	191.175	-215.444	-133.994	-7.78	288.252	-227.919
CD	3.10	2.48	220.162	-133.994	-189.290	103.929	323.413	-359.104
DE	2.95	2.95	209.509	-189.290	0	143.168	373.191	-244.859

Tableau 6-4: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)

	L (m)	L' (m)	Ps (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
AB	3.25	3.25	169.697	0	157.354	152.275
BC	2.70	2.16	139.968	157.354	97.915	-5.40
CD	3.10	2.48	160.704	97.915	138.170	75.52
DE	2.95	2.95	152.928	138.170	0	104.444

• Sens longitudinal (x-x)

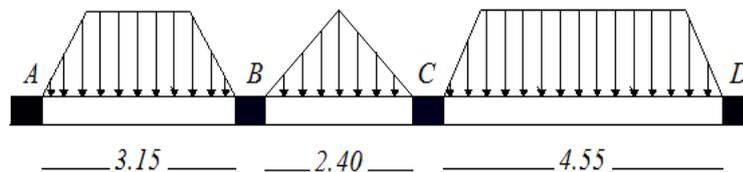


Figure 6-7: Sollicitations sur les nervures dans le sens X-X

Tableau 6-5: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X(ELU)

Travée	L (m)	L' (m)	Pu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	3.15	3.15	223.661	0	-190.210	190.450	291.881	-412.650
BC	2.40	1.92	170.448	-190.210	-484.787	-169.824	81.797	-327.278
CD	4.55	4.55	270.228	-484.787	0	474.562	721.315	-508.222

Tableau 6-6: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELS)

Travée	L (m)	L' (m)	Ps (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
AB	3.15	3.15	163.258	0	-138.841	139.018
BC	2.40	1.92	124.416	-138.841	-355.273	-124.809
CD	4.55	4.55	198.072	-355.273	0	350.318

✓ Les sollicitations maximales sont

A L'ELU

Sens y-y

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 215.444 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 208.664 \text{KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 444.07 \text{KN}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 484.787 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 474.562 \text{KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 721.315 \text{KN}$$

A ELS

Sens y-y

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 157.354 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 152.275 \text{KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = 355.273 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 350.318 \text{KN.m}$$

b) Ferrailage

Sens Y-Y

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$ht = 0,75\text{m}$$

$$h_0 = 0,35\text{m}$$

$$b_0 = 0,50\text{m}$$

$$d = 0,675\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4,70}{10}; \frac{4,55}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,47; 2,275)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,40\text{m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 40 + 50 = 1,30\text{m}.$$

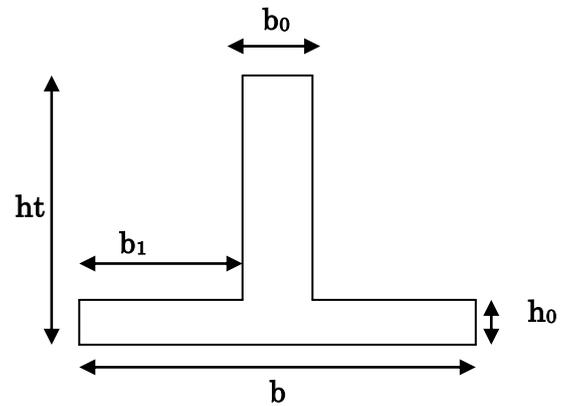


Figure 6-8: Section à ferrailer.

➤ Calcul des armatures

En travée :(sens y-y)

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 3,23\text{MN}$$

$$M_T = 3,23 > M_{trav}^{\max} = 0,208 \Rightarrow \text{le calcul se fera pour une section rectangulaire } b \times h$$

$$u_{bu} = \frac{M_d}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{208,664 \times 10^{-3}}{1,3 \times 14,2 \times 0,675^2} = 0,024 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$u_{bu} = 0,014 < u_l = 0,392 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0,031$$

$$Z = d * (1 - 0,4a) = 1(1 - 0,4 * 0,014) = 0,666\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z * f_{st}} = \frac{208,664 * 10^{-3}}{0,666 * 348} = 8,99\text{cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_{bU} = \frac{M_{appuis}^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{215,444 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,675^2 \times 14,2} = 0,066 < 0,186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.086$$

$$Z = 0.675 \times (1 - 0.4 \times 0.086) = 0.651m$$

$$A = \frac{M_{trav}^{max}}{Z \times f_{st}} = \frac{215.444 \times 10^{-3}}{0.651 \times 348} = 9.50cm^2$$

Tableau 6-7: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU) :

sens	localisation	M_u (KN. m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	choix
Y-Y	Travée	208.664	8.99	15.69	16.08	8HA16
	Appui	215.444	9.50	15.69	16.08	8HA16
X-X	Travée	474.562	20.80	15.69	25.12	8HA20
	Appui	484.787	22.47	15.69	25.12	8HA20

➤ Les vérifications

• Effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{avec:}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 \times d}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-8: Vérification de l'effort tranchant

Sens	V^{max} (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Y-Y	444.07	1.95	2.5	Vérifiée
X-X	721.315	3.05	2.5	Vérifiée

On remarque que la contrainte de cisaillement dans le sens x-x pas vérifiée, alors on augmente la hauteur h_t à 1m

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Sens	V^{max} (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Y-Y	444.07	1.40	2.5	Vérifiée
X-X	721.315	2.28	2.5	Vérifiée

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b}{2}\right) = \min\left(\frac{750}{35}, 20, \frac{1300}{2}\right) = 20\text{mm} \text{ soit } \phi = 10\text{mm}$$

Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, \phi_l^{\min}\right) = \min\left(\frac{750}{4}, 12, 10 \times 1.6\right) = 12\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

- **A l'ELS**

Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6\text{MPa}.$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-9: Vérification de l'effort tranchant

Sens	localisation	M (KN.m)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Y-Y	Travée	152.275	14.08	0.00809	2.65	15	150.773	201.63
	Appui	157.354	14.08	0.00809	2.73	15	155.80	201.63
X-X	Travée	350.318	17.09	0.01173	5.10	15	225.669	201.63
	Appui	355.273	17.09	0.01173	5.17	15	228.861	201.63

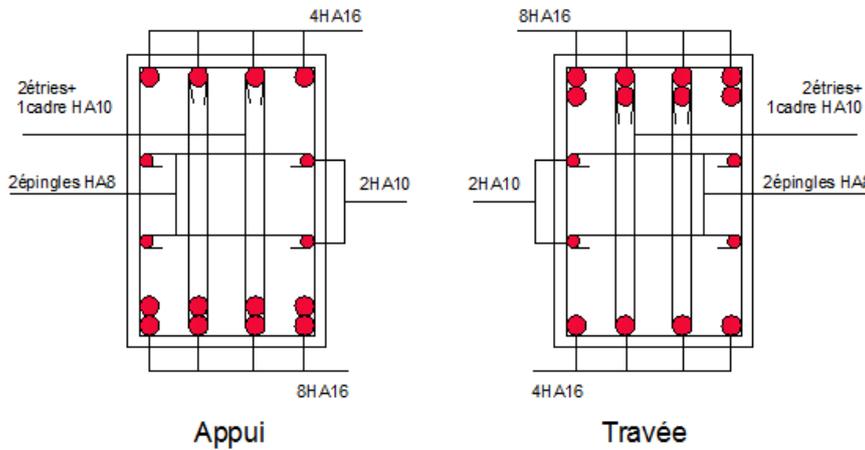
On remarque que la contrainte d'acier dans le sens x-x n'est pas vérifiée, alors on augmente la section de ferrailage

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	localisation	Nouvelle section	M (KN.m)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Y-Y	Travée	16.08	152.275	14.08	0.00809	2.65	15	150.773	201.63
	Appui	16.08	157.354	14.08	0.00809	2.73	15	155.80	201.63
X-X	Travée	32.20	350.318	18.98	0.01433	5.10	15	177.915	201.63
	Appui	32.20	355.273	18.98	0.01433	5.17	15	180.432	201.63

6.6.1.2. Schéma de ferrailage

Sens Y-Y



Sens X-X

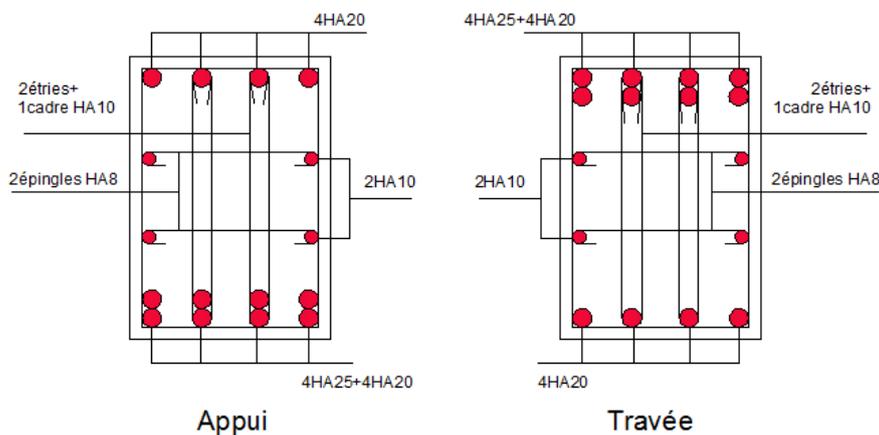


Figure 6-9: Schéma de ferrailage des nervures

Voile adossé

6.6.1.3. Introduction

Afin de soutenir la poussée des terre et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un voile adossé en béton armé au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux du entre-sol. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le voile doit posséder des caractéristiques suivant :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encastrée à sa base.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

6.6.1.4. Caractéristiques du voile

Hauteur $h = 3.06$ m.

Epaisseur $e = 20$ cm.

Longueur $L = 3.65$ m

6.6.1.5. Caractéristiques du sol

Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.

Angle de frottement : $\varphi = 27^{\circ}$.

Méthode de calcul

Le voile adossé est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/m²

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 27^{\circ}$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.38$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.38$

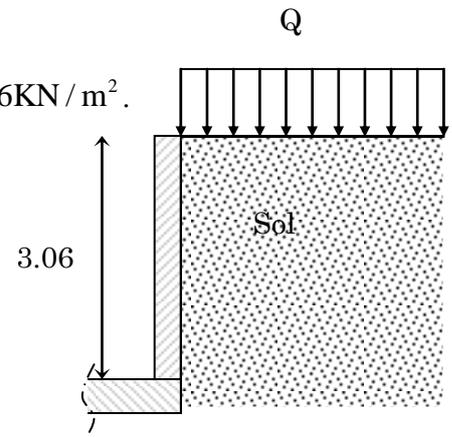
δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

Sollicitations :**a. Poussée des terres :**

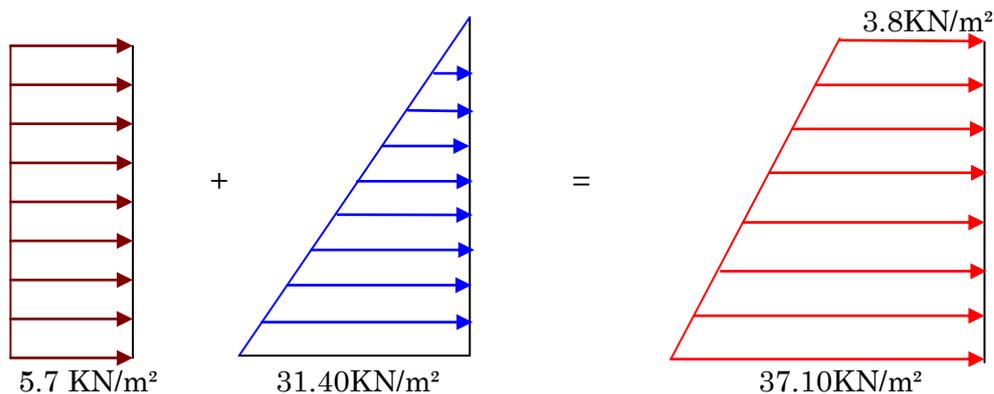
$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow p_1 = 0.38 \times 20 \times 3.06 = 23.26 \text{ KN/m}^2.$$

b. Charge due à la surcharge :

$$p_2 = K_a' \cdot Q \Rightarrow p_2 = Q \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times 0.38 = 3.8 \text{ KN/m}^2$$

**Figure 6-10:** Voile adossé**6.6.1.6. Ferrailage****Calcul à l'ELU :**

$$Pu = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 37.10 \text{ KN/m}$$

**Figure 6-11:** Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.06 \text{ m.} \\ l_y = 3.65 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ h = 20 \text{ cm.} \\ e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 37.10 + 5.7}{4} = 29.25 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 29.25 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \text{ Le panneau travail dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.83 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \quad (\text{Annexe 2})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 14.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 9.40 \text{ KN.m}$$

Moments retenues :

En travée :

$$\text{Sens (x) : } M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 12.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7.99 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0y} = 4.70 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-10: Ferrailage du voile adossé

Sens	localisation	M (KN.m)	A (cm ² /ml)	A (cm ² /ml)	S _t (cm)	Choix
Y-Y	Travée	12.29	2.26	4.71	15	6HA10
	Appui	7.23	1.28	3.14	25	4HA10
X-X	Travée	7.99	1.42	3.93	20	5HA10
	Appui	4.70	0.81	3.14	25	4HA10

6.6.1.7. Vérifications à l'ELU :

Les espacements

$$\text{Armatures // L}_x : S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Condition de non-fragilité :

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.73 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Fissuration nuisible)}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = \frac{37.10 \times 3.65}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0.83}{2})} = 47.85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{47.85}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

6.6.1.8. Vérification à l'ELS :

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 23.26 + 3.81}{4} = 18.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.83 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases} \quad \text{(Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 10.26 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 7.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 8.72 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 6.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 5.13 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 3.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa.}$$

Tableau 6-11: Vérification des contraintes dans le voile adossé

Sens		M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	8.72	2.63	118.92	Vérifiée
	En appui	5.13	1.80	103.53	Vérifiée
y-y	En travée	5.99	1.90	97.47	Vérifiée
	En appui	3.85	1.35	77.70	Vérifiée

6.6.1.9. Schéma de ferrailage

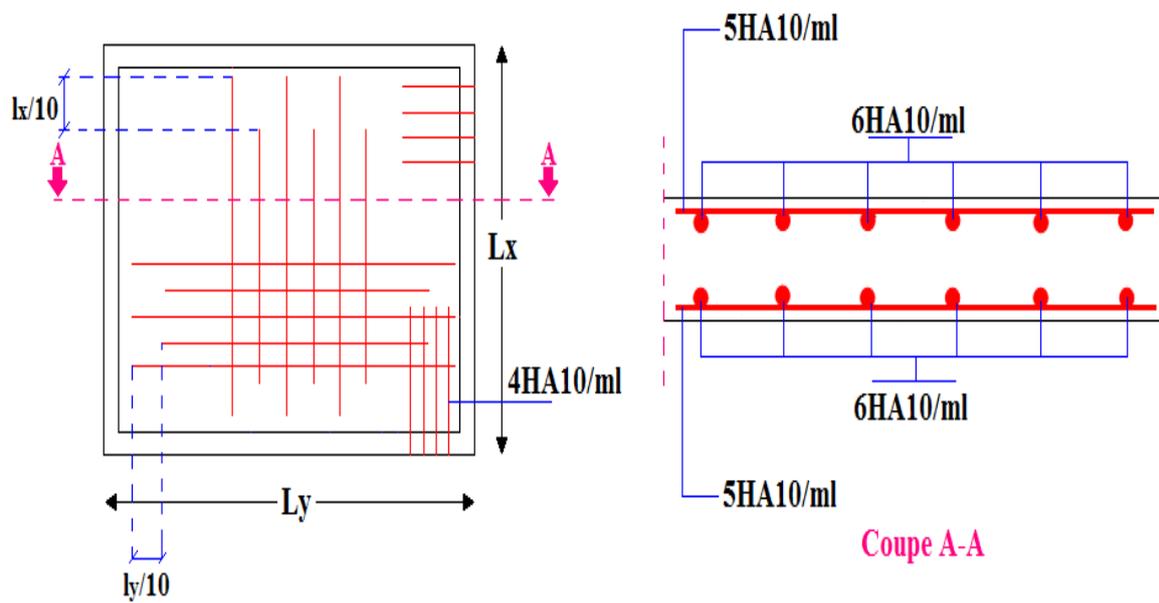


Figure 6-12: Schéma de ferrailage

Conclusion générale

L'étude d'une structure en génie civil établie non seulement la bonne conception mais aussi la réalisation qui se considère comme l'étape déterminant du succès de cette dernière (étude). Ainsi les connaissances théoriques s'avèrent incomplet pour accomplir une réalisation exemplaire.

L'exploration de notre projet en question nous a permis d'évaser continuellement nos connaissances (théoriques en générale et expérimentales en particulier) acquises le long de notre formation spécialisée.

De cette manière, l'étude idéale doit-être suivie d'une exécution absolue, en effet, le délai de réalisation, le choix et la bonne disposition du système de contreventement, le bonne adoption des matériaux de construction, la perfection de la variante de modélisation, le choix du type de l'infrastructure...sont les facteurs déterminant du résultat heureux de l'étude d'une ossature de la construction civil.

La prise en main du logiciel de modélisation (SAP2000) nous a autorisé une nouvelle perception du comportement dynamique de la structure vis-à-vis des sollicitations qui a été une partie absurde au sein de notre imagination.

Bibliographie

- [1] Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003Deuxième
- [2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93)
- [4] Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations
- [5] DTR BC 2.33.1. Règles de Calcul Des Fondations Superficielles.

Autres documents consultés :

- Mr. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- Cahiers de cours de cursus 3^{eme} année.
- Mémoires de fin d'études de AMAZOUZ kahina et MERZOUK chahrazed

Annexe 2

$a = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 1

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

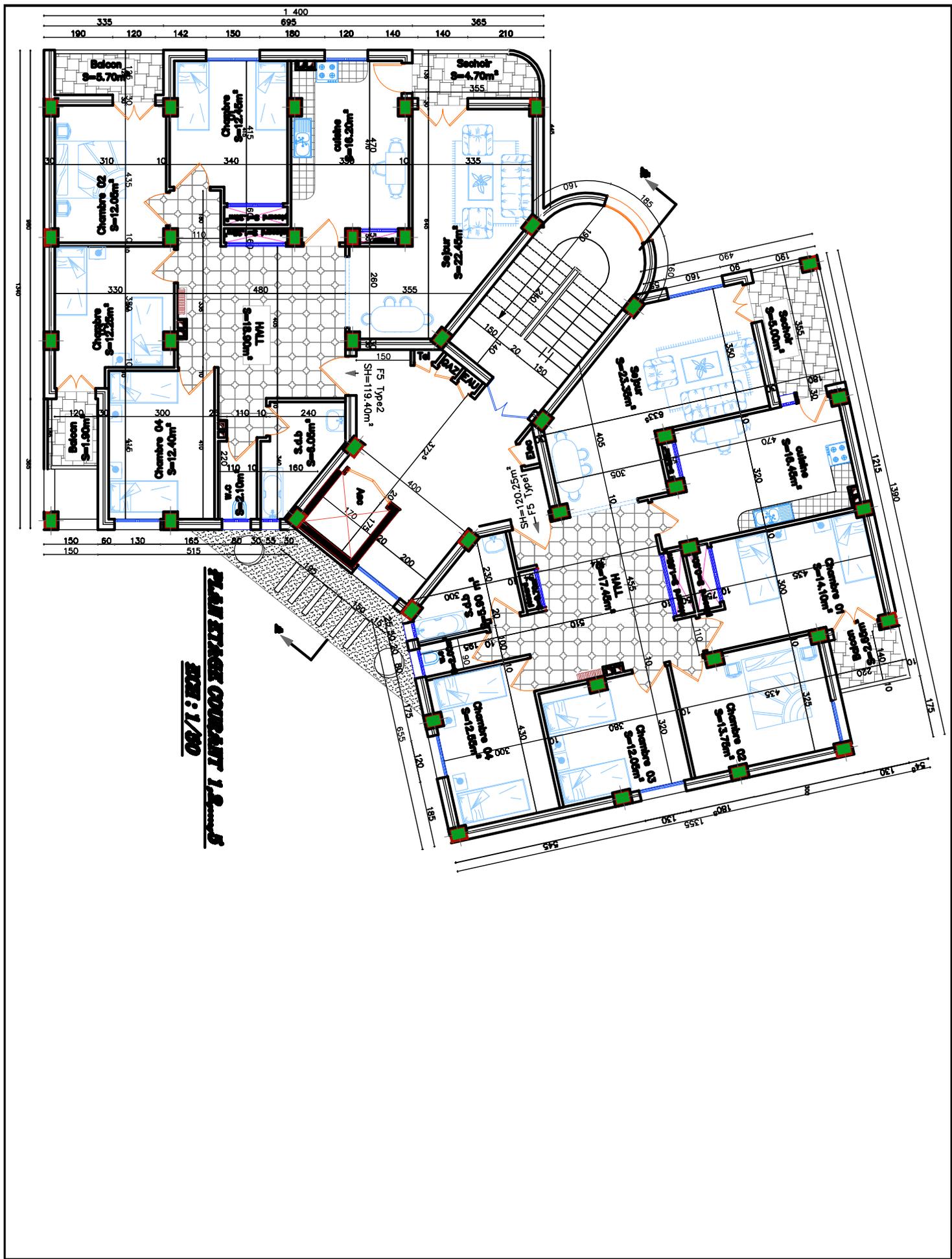
$\rho = 0.5$

		u/l_x										
		v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M_2	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

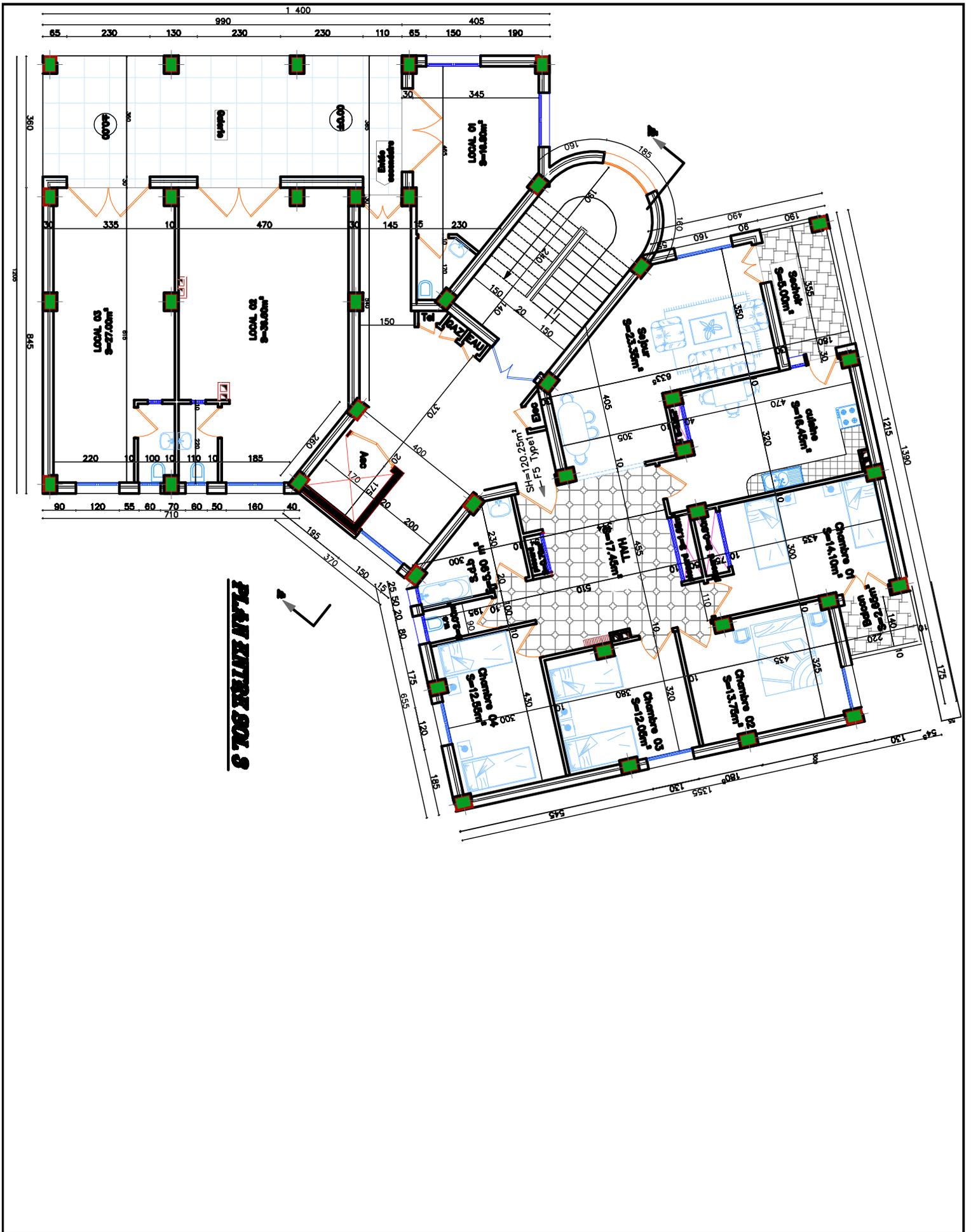
Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

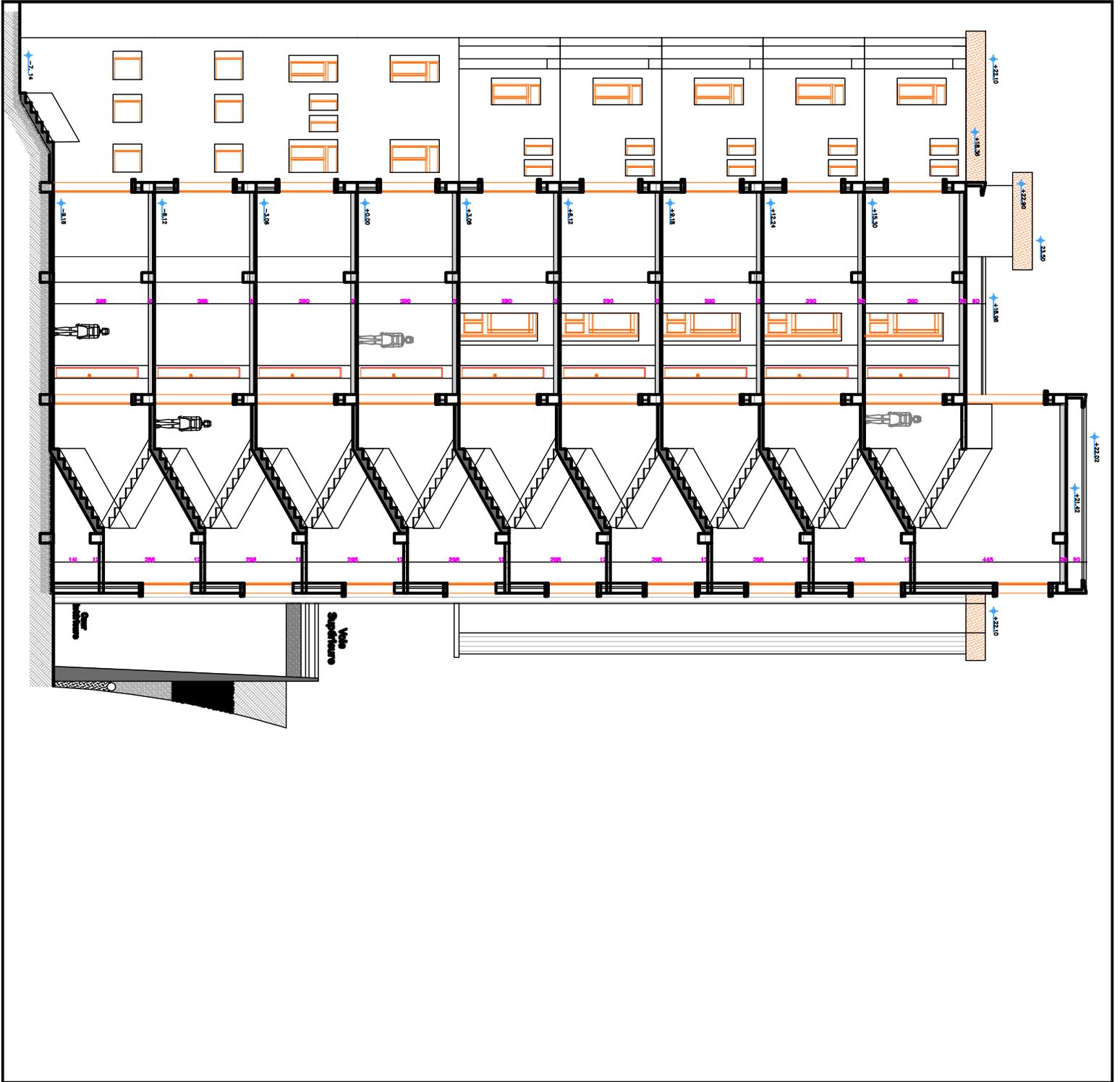


PLAN ETAGE COURANT 1.2.00.5
EM: 1/50



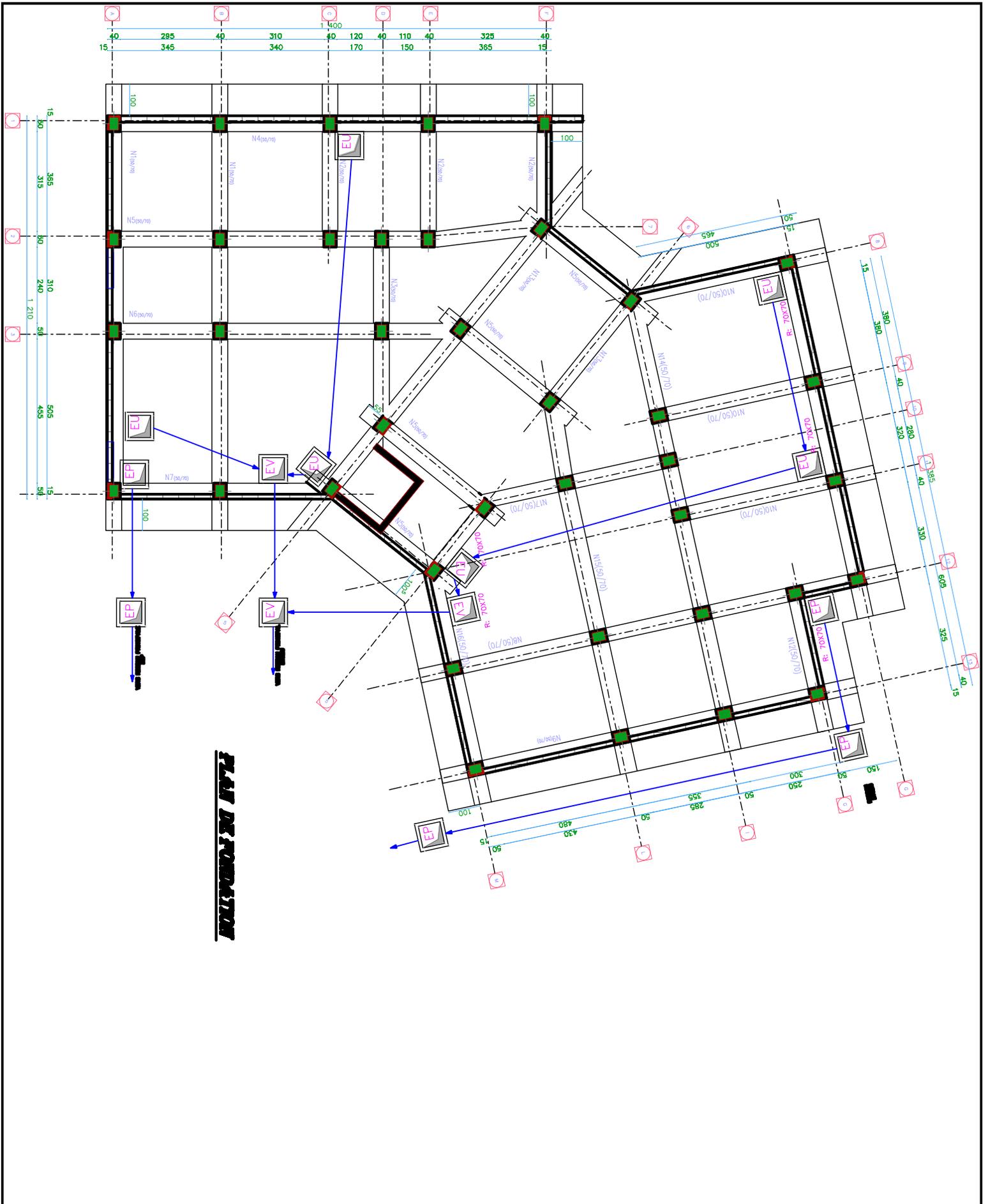
PLAN ETAGE SOL 3



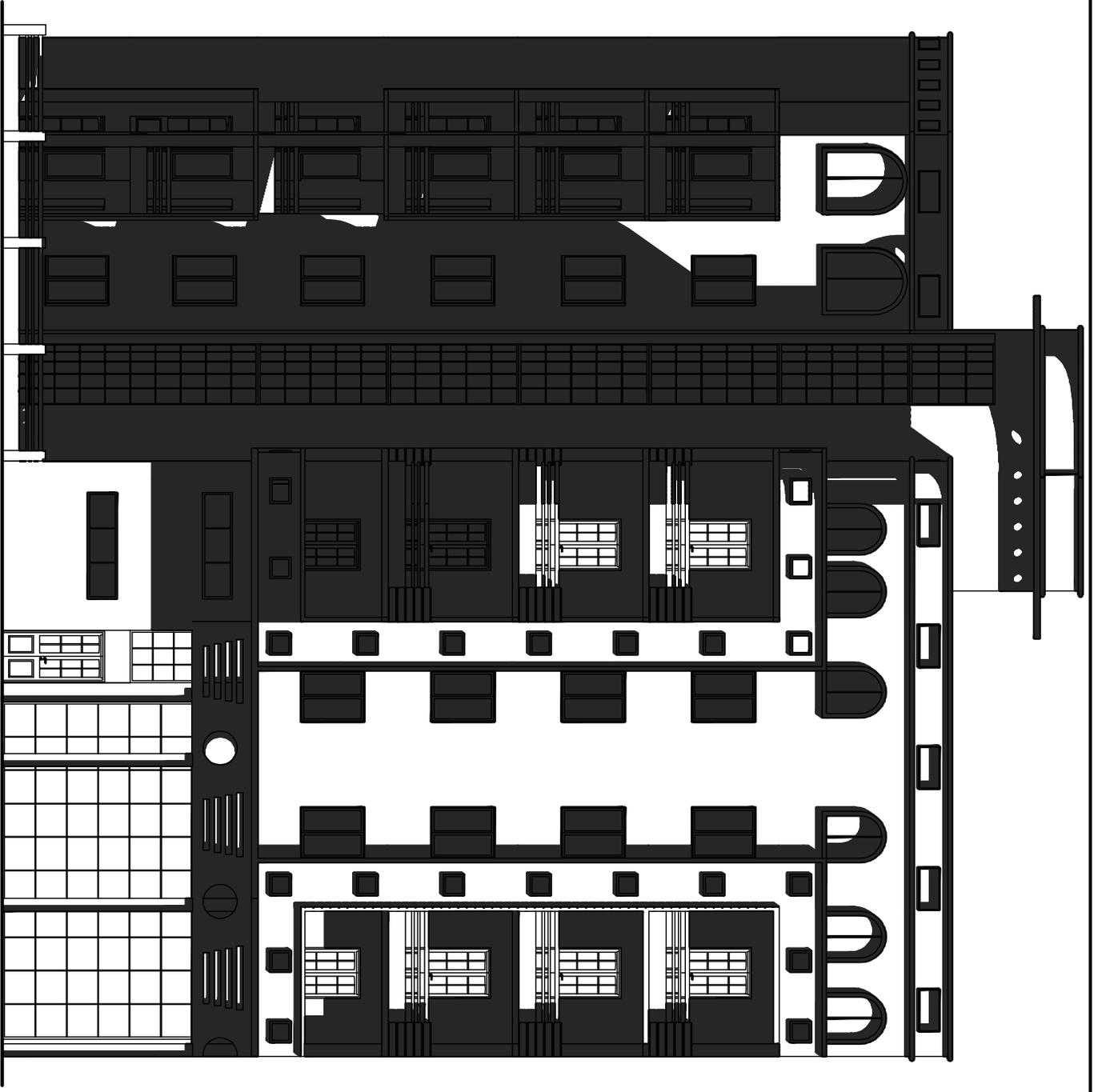


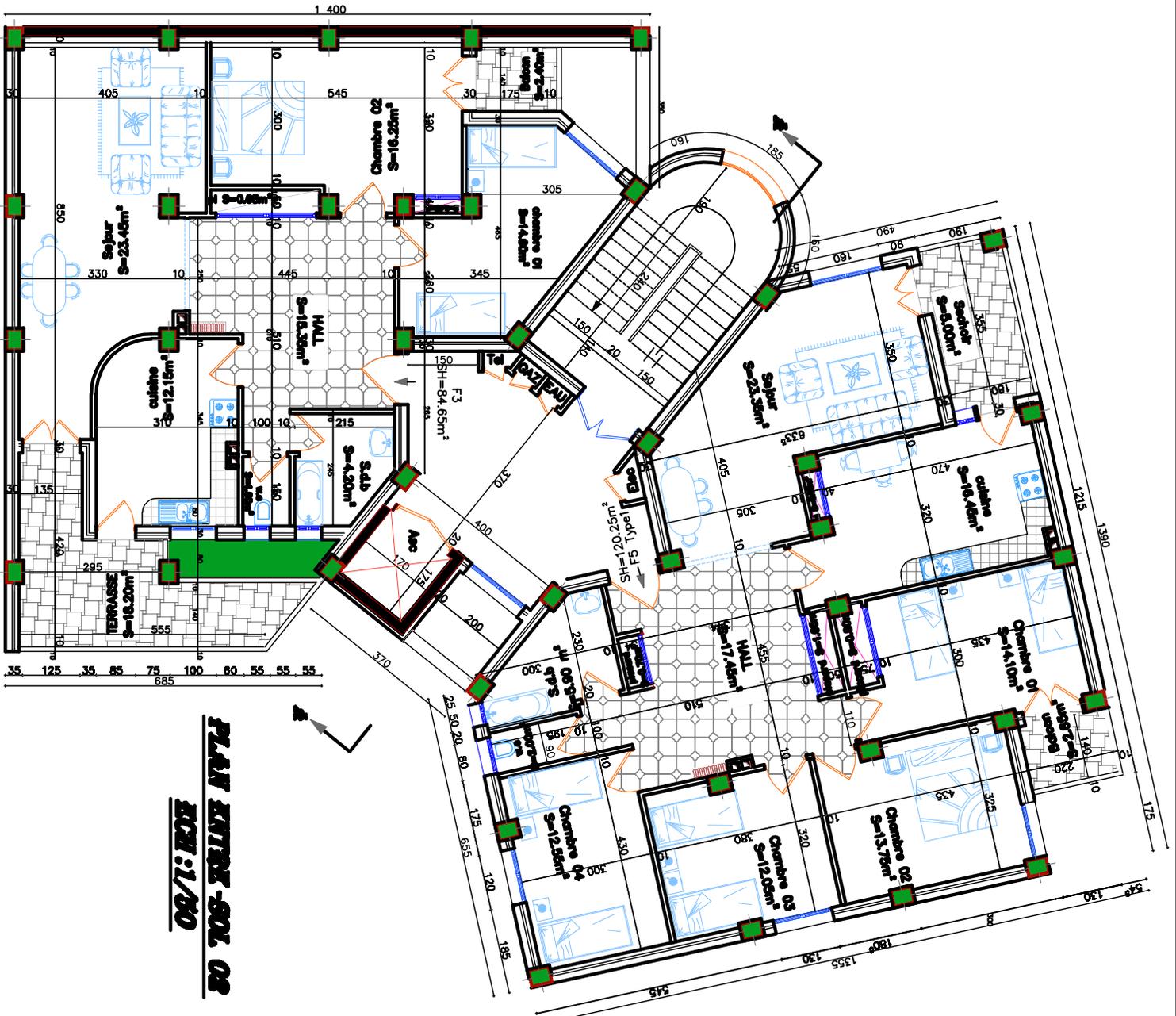


08/1:80
PLAN ENTREE SOL. 01



FACADE PRINCIPALE BOE: 1/90





PLAN ENTREE-SOL 08

ECH: 1/50