



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

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

Mémoire

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

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+10 CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (PORTIQUES +VOILES)

Encadré par :

MME HAMOUCHE

Présenté par :

MR. AGUEMATE MOURAD

MR. SAHI BADIS

MR. HENNANI MOHAMED TOUHAMI

Membres du jury :

MME AREZKI

MR BOUKELOUDA

Promotion 2013

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 Mme Hamouche: notre promotrice, pour avoir acceptée de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir acceptés de juger notre
travail.*

*A Mr GUANI, Mr GUENOUNOU et Mme MEZIANI :
pour leurs bon accueil au sein de leurs bureaux d'études*

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

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.
nous dédions ce mémoire :*

*A nos très chers parents qui ont toujours été là pour nous,
et qui nous ont donnés un magnifique modèle de labeur et
de persévérance. Nous espérons qu'ils trouveront dans
ce travail toute notre reconnaissance et tout notre amour.*

A nos chers frères et sœurs et toute la famille

A nos amis et à tous ceux qui nous sont chères.

*A tous les enseignants du Génie civil qui nous ont
aidés dans ce modeste travail.*

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1 : GENERALITES	1
1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
1.2 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE	1
1.3 PRESENTATION DE LA STRUCTURE	1
1.4 CARACTERISTIQUES DU SOL D'ASSISE.....	2
1.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....	2
1.5.1 Le béton	2
1.5.2 L'acier	3
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	4
2.1 INTRODUCTION	4
2.2 LES PLANCHERS	4
2.2.1 Plancher à corps creux.....	4
2.2.2 Les dalles pleines	6
2.3 LES ESCALIERS	7
2.3.1 Définition.....	7
2.3.2 Dimensionnement	7
2.3.3 Les différent types d'escaliers.....	8
2.4 LES POUTRES.....	10
2.5 LES VOILES	11
2.6 LES POTEAUX	11
2.7 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	13
2.7.1 Plancher terrasse	13
2.7.2 Plancher étages courants.....	13
2.7.3 Plancher dalle pleine	13
2.7.4 Mur en double cloison.....	14
2.7.5 Surcharge d'exploitation	14
2.8 DESCENTE DES CHARGES	14
2.8.1 Poteau 1 (poteau intermédiaire)	15
2.8.2 Poteau 2 (poteau de rive)	17
2.8.3 Remarque.....	19
CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENT NON STRUCTURAUX.....	23
3.1 INTRODUCTION	23
3.2 ETUDE DU PLANCHER.....	23
3.2.1 Disposition des poutrelles	23
3.2.2 Calcul des sollicitations.....	24
3.2.3 Etude des poutrelles	25
3.2.4 Les différents types des poutrelles	26
3.2.5 Exemple de calcul.....	28

3.3	ETUDE DES DALLES PLEINES	44
3.3.1	Panneau D1 (Dalle sur 2 appuis balcon).....	44
3.3.2	Panneau D1 (Dalle sur 2 appuis a l'intérieure de l'habitation FPN) ...	51
3.3.3	Panneau D2 (Dalle sur 2 appuis (Balcon)).....	53
3.3.4	Panneau D3 (Dalle sur 3 Appuis).....	56
3.3.5	Panneau D4 (Dalle sur 4 appuis)	60
3.4	ETUDE DES ESCALIERS	63
3.4.1	Type 1 (escalier une seule volée)	63
3.4.2	Type 2 (Escalier a deux volées).....	69
3.4.3	TYPE 3 (Escalier 3 volées RDC et etage courant)	78
3.4.4	Schéma de ferrailage	87
3.5	ETUDE DES POUTRES DE CHAINAGES	87
3.5.1	Dimensionnement :	87
3.5.2	Calcul des sollicitations.....	87
3.5.3	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	89
3.6	ETUDE DE L'ASCENSEUR	90
3.6.1	Définition.....	90
3.6.2	Etude de la dalle de l'ascenseur.....	90
3.6.3	Schéma de ferrailage :	99
3.7	ETUDE DE L'ACROTERE	99
3.7.1	Hypothèse de calcul	99
3.7.2	Evaluation des charges et surcharges.....	100
3.7.3	Ferrailage	102
3.7.4	Schéma de ferrailage	103
	CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE	104
4.1	INTRODUCTION	104
4.2	OBJECTIFS ET EXIGENCES.....	104
4.3	METHODES DE CALCUL	105
4.3.1	Méthode statique équivalente.....	105
4.3.2	Méthode dynamique modale spectrale	109
4.3.3	Méthode d'analyse par accélérogramme	109
4.4	EXIGENCES DU RPA99 POUR LES SYSTEMES MIXTES.....	109
4.5	INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	110
4.5.1	Disposition des voiles.....	111
4.5.2	Section des poteaux adoptées	111
4.5.3	Mode de vibration et taux de participation des masses.....	111
4.5.4	Comportement de la structure.....	112
4.5.5	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	113
4.6	CONCLUSION	118
	CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	119
5.1	INTRODUCTION	119
5.2	ETUDE DES POTEAUX	119
5.2.1	Recommandations du RPA99 (version 2003)	119
5.2.2	Sollicitations de calcul.....	122
5.2.3	Calcul du ferrailage	122
5.2.4	Vérifications	125
5.2.5	Schémas de ferrailages des poteaux :	129
5.3	ETUDE DES POUTRES.....	131

5.3.1	Recommandation du RPA99/2003	131
5.3.2	Calcul de ferrailage.....	132
5.3.3	Vérifications	136
5.3.4	Vérification à l'ELS.....	136
5.3.5	Schéma de ferrailage	139
5.4	VERIFICATION DES ZONES NODALES.....	140
5.4.1	Détermination des moments résistants	141
5.5	ETUDE DES VOILES.....	142
5.5.1	Recommandation du RPA.....	143
a)	Armatures verticales.....	143
5.5.2	Le ferrailage	145
5.5.3	Disposition des voiles.....	146
5.5.4	Schéma de ferrailage	160
CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		161
6.1	INTRODUCTION	161
6.1.1	Choix de type des fondations.....	161
6.1.2	Combinaisons d'actions à considérer.....	161
6.1.3	Calcul de la surface des fondations	162
6.2	RADIER GENERAL	162
6.2.1	Définition.....	162
6.2.2	Dimensionnement	162
6.2.3	Les Vérifications nécessaires :	163
6.2.4	Ferrailage du radier	166
6.3	LES NERVURES	170
6.3.1	Calcul des sollicitations.....	170
6.3.2	Ferrailage des nervures	171
6.3.3	Vérifications	173
6.3.4	Schémas de ferrailage des nervures.....	175
6.4	VOILE PERIPHERIQUE.....	175
6.4.1	Définition.....	175
6.4.2	Dimensionnement des voiles	175
6.4.3	Caractéristiques du sol	176
6.4.4	Evaluation des charges et surcharges.....	176
6.4.5	Ferrailage du voile.....	176
6.4.6	Schéma de ferrailage :	180
6.5	CONCLUSION	180

TABLE DES FIGURES

Figure 2-1: Plancher à corps creux	4
Figure 2-2: Schéma d'une poutrelle.....	5
Figure 2-3 : Schéma illustratif des différentes dalles et poteaux choisis pour le calcul	6
Figure 2-4: Schéma de l'escalier	7
Figure2-5 : Escalier une seule volée.....	8
Figure2-6 : Schéma statique	8
Figure2-7: Escalier deux volées.....	9
Figure2-8: Schéma statique.....	9
Figure2-9: Escalier trois volée avec schéma statique	9
Figure2-10: Coupe verticale d'un voile	11
Figure 2-11 : Descente de charge poteau 1	15
Figure 2-12: Descente de charge poteau 2	17
Figure 3-1 : Disposition des poutrelles étage bureaux	23
Figure 3-2 : Disposition des poutrelles étages courant	24
Figure 3-3 : Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 2.....	25
Figure 3-4 : schéma statique de poutrelle étage bureau type 3.....	28
Figure 3-5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	44
Figure 3-6 : Panneau de dalle D1 (balcon)	44
Figure 3-7 : Schéma de ferrailage du panneau D1 (balcon).....	50
Figure3-8 : Panneau de dalle D1 à l'intérieur de l'habitation	51
Figure 3-9 : Schéma de ferrailage de la dalle D1 à l'intérieur de l'habitation.....	53
Figure 3-10 : Panneau de dalle D2	53
Figure 3-11 : Ferrailage du panneau de dalle D2.....	56
Figure 3-12 : Panneau de dalle D3	56
Figure 3-13 : Schéma de ferrailage du panneau de dalle D3	60
Figure 3-14 : Panneau de dalle D4.....	60
Figure 3-15 : Schéma de ferrailage du panneau de dalle D4	63
Figure 3-16 : Schéma statique de l'escalier type 1	64
Figure 3-17 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1	69
Figure 3-18 : Schéma statique de l'escalier deux volées	70

Figure 3-19 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2	73
Figure 3-20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (palier de départ)	78
Figure 3-21 : Schéma statique de l'escalier type 3 (1 ^{er} et 3 ^{eme} volée)	79
Figure 3-22 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 3 (1 ^{er} et 3 ^{eme} volée)	82
Figure 3-23 : Schéma statique de l'escalier type 3 (2 ^{eme} volée).....	82
Figure 3-24 : Schéma statique de la poutre brisée	84
Figure 3-25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisé	87
Figure 3-26 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	89
Figure 3-27 : Cage d'ascenseur.....	90
Figure 3-28 : Schéma représentant la surface d'impact.....	94
Figure 3-29 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle	99
Figure 3-30 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	99
Figure 3-31 : Schéma statique de l'acrotère.....	100
Figure 3-32 : section considérée pour le calcul de l'acrotère	102
Figure 3-33 : Ferrailage de l'acrotère	103
Figure 4-1 : disposition des voiles	111
Figure 4-2 : Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.	112
Figure 4-3 : Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.	113
Figure 4-4 : Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....	113
Figure 5-1 : zone nodale	120
Figure 5-2 : Section d'un poteau	127
Figure 5-3 : Schémas de ferrailage des poutres principales	139
Figure 5-4 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires.....	140
Figure 5-5 : Zone nodale.....	141
Figure 5-6 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)	144
Figure 5-7 : Schéma d'un voile pleine.....	145
Figure 5-8 : Disposition des voiles	146
Figure 6-1 : Dalle sur quatre appuis	166
Figure 6-2 : Schéma de ferrailage du radier.	169
Figure 6-3 : Section à ferrailer	172
Figure 6-4 : Section à ferrailer.....	172
Figure 6-5 : Schéma de ferrailage des nervures sens (YY).	175
Figure 6-6 : Diagramme des contraintes.	177
Figure 6-7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	180

TABLE DES TABLEAUX

Tableau2-1: Pré dimensionnement de l'escalier deux volées.....	9
Tableau2-2: Pré dimensionnement de l'escalier trois volées du RDC	10
Tableau2-3: Pré dimensionnement de l'escalier trois volées étage courant	10
Tableau2-4: Pré Dimensionnement des poutres.	11
Tableau 2-5: Pré dimensionnement des poteaux.....	12
Tableau 2-6: Charges et surcharges du plancher terrasse.....	13
Tableau 2-7: Charges et surcharges du plancher étage courant	13
Tableau 2-8: Charges et surcharges du plancher dalle pleine	13
Tableau 2-9: Charges et surcharges du mur en double cloison	14
Tableau 2-10: Surcharge d'exploitation	14
Tableau 2-11: Dégression de charges	14
Tableau 2-12: Poids propre des poteaux	15
Tableau 2-13: Descente de charge poteau 1	16
Tableau 2-14: Descente de charge poteau 2.....	18
Tableau 2-15: Vérification de critère de résistance.	19
Tableau 2-16: vérification de critère de stabilité de forme.	21
Tableau 3-1: Calcul de la valeur de α pour chaque plancher.....	26
Tableau3-2 : Les différents types des poutrelles	27
Tableau 3-3 : Evaluation de l'effort tranchant.....	31
Tableau 3-4: Moments calculé à L'ELU et L'ELS	39
Tableau3-5 : Armatures longitudinales et transversales calculées	40
Tableau 3-6 : Evaluation de la flèche.....	41
Tableau 3-7 : Schéma de ferrailage des poutrelles en appuis	42
Tableau3-8 : Schéma de ferrailage des poutrelles en travées	43
Tableau 3-9 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.....	47
Tableau 3-10 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle.....	51
Tableau3-11 : Résultats de calcul des contraintes de béton.....	52
Tableau 3-12 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle.....	54
Tableau 3-13 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.....	55
Tableau 3-14 : Résultats du redimensionnement à L'ELS.....	56

Tableau 3-15 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle en travée	57
Tableau 3-16 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle en appuis	57
Tableau 3-17 : Résultats de vérification des contraintes de cisaillement.....	58
Tableau 3-18 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier	59
Tableau 3-19 : Résultats du redimensionnement à L'ELS.....	59
Tableau 3-20 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle.....	61
Tableau 3-21 : Résultats de calcul des contraintes de béton.....	62
Tableau 3-22 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 1	63
Tableau 3-23 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de l'escalier.....	64
Tableau 3-24 : Résultats de calcul des contraintes de béton	66
Tableau 3-25 : Les différents cas de charges de l'escalier type 1.....	67
Tableau 3-26 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 2	69
Tableau 3-27 : Evaluation des charges du palier de l'escalier type 2.....	70
Tableau 3-28 : Valeurs des armatures longitudinales et transversales	71
Tableau 3-29 : Résultats de calcul des contraintes de béton	72
Tableau 3-30 : Les différents cas de charge de l'escalier type 2	72
Tableau 3-31 : Ferrailage de la poutre palière.....	74
Tableau 3-32 : Résultats de calcul des contraintes de béton :.....	76
Tableau 3-33 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 3	78
Tableau 3-34 : Evaluation des charges du palier de l'escalier type 3.....	79
Tableau 3-35 : Résultats de ferrailage de l'escalier type 3 (1 ^{er} et 3 ^{eme} volée)	80
Tableau 3-36 : Résultats de calcul des contraintes de béton.....	81
Tableau 3-37 : Les différents cas de chargement de l'escalier type 3 (1 ^{er} et 3 ^{eme} volée)	81
Tableau 3-38 : Valeurs des armatures longitudinales et transversales	83
Tableau 3-39 : Résultats de calcul des contraintes du béton.....	84
Tableau 3-40 : Résultats de calcul des moments et leurs ferrailage correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.....	85
Tableau 3-41 : Résultats de calcul des armatures transversales	86
Tableau 3-42 : Résultats de calcul des contraintes de béton	86
Tableau 3-43 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.	88
Tableau 3-44 : Résultats de calcul des contraintes de béton	89
Tableau 3-45 : Résultats de calcul des armatures longitudinales.....	92
Tableau 3-46 : Résultats de calcul des contraintes.....	94
Tableau 3-47 : Résultats de calcul des armatures longitudinales.....	96
Tableau 3-48 : Résultats de calcul des contraintes de béton	98
Tableau 3-49 : Sollicitations de calcul sur l'acrotère	101
Tableau 3-50 : Résultats de calcul des armatures longitudinales	102
Tableau 4-1 : Valeurs des pénalités Pq.....	106
Tableau 4-2 : Les Sections des poteaux adoptées.....	111
Tableau 4-3 : Mode de vibration et taux de participation des masses.....	112

Tableau 4-4: Vérification de l'interaction sous charges vertical	114
Tableau 4-5: Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	114
Tableau 4-6 : Résumé des résultats.	115
Tableau 4-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	115
Tableau 4-8: Vérification des déplacements	116
Tableau 4-9 : Vérification des effets P- Δ sens x	117
Tableau 4-10 : Vérification des effets P- Δ sens y.....	118
Tableau 5-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux...	120
Tableau 5-2 : Sollicitations dans les poteaux.....	122
Tableau 5-3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	124
Tableau 5-4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	125
Tableau 5-5 : Justification de l'effort normal ultime.....	126
Tableau 5-6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	127
Tableau 5-7 : Vérification des contraintes tangentielles	128
Tableau 5-8 : Schéma de ferrailage des poteaux	129
Tableau 5-9: les sollicitations les plus défavorables.	132
Tableau 5-10 : Résultats de calculs de ferrailages des poutres.....	133
Tableau 5-11: Vérification des contraintes tangentielles.	136
Tableau 5-12: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	136
Tableau 5-13: Vérification de l'état limite de compression.	137
Tableau 5-14 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	137
Tableau 5-15: les moments résistant dans les poteaux	141
Tableau 5-16: les moments résistant dans les poutres.	141
Tableau 5-17: Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	142
Tableau 5-18 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx1	146
Tableau 5-19 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx2.....	147
Tableau 5-20 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy1	147
Tableau 5-21 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy2.....	147
Tableau 5-22 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy3	147
Tableau 5-23 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy4.....	148
Tableau 5-24 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy5.....	148
Tableau 5-25 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy6.....	148
Tableau 5-26: Sollicitations de calcul dans le voile Vy7	148
Tableau 5-27 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy8.....	149
Tableau 5-28: Sollicitations de calcul dans le voile d'ascenseur.....	149
Tableau 5-29 : ferrailage du voile Vx1	152
Tableau 5-30: ferrailage du voile Vx2	153
Tableau 5-31: ferrailage du voile Vy2.....	154
Tableau 5-32: ferrailage du voile Vy2	154

Tableau 5-33: ferrailage du voile Vy3	155
Tableau 5-34 : ferrailage du voile Vy4	156
Tableau 5-35 : ferrailage du voile Vy5	156
Tableau 5-36 : ferrailage du voile Vy6	157
Tableau 5-37 : ferrailage du voile Vy7	158
Tableau 5-38 : ferrailage du voile Vy8	158
Tableau 5-39 : ferrailage du voile d'ascenseur	159
Tableau 6-1 : Tableau de ferrailage du radier	169
Tableau 6-2: Vérification des contraintes	169
Tableau 6-3 : Vérification des contraintes nouvelle	169
Tableau 6-4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	171
Tableau 6-5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.....	171
Tableau 6-6 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures).....	172
Tableau 6-7 : Résumé des résultats de ferrailage.....	173
Tableau 6-8 : Vérification de l'effort tranchant.....	173
Tableau 6-9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	174
Tableau 6-10 : Nouvelles vérification des contraintes.....	174
Tableau 6-11 : Ferrailage du voile périphérique	174
Tableau 6-12 : Vérification des contraintes	179

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXE I

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre en mm

Ø	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Annexe II

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux max	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette											
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG										
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140										
					Dy S	80 x 200	180 x 210	135	140										
					ACVF	80 x 200	180 x 210	135	140										
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160										
								ACVF	80 x 200	180 x 210	150	160							
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	140	140										
					Dy S	80 x 200	180 x 210	140	140										
					ACVF	80 x 200	180 x 210	140	140										
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160										
								ACVF	80 x 200	180 x 210	150	160							
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140										
								Dy S	110 x 210	240 x 230	140	140							
								ACVF	110 x 210	240 x 230	140	140							
								1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160			
															ACVF	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220										
								TD 2	110 x 210	240 x 230	180	220							
	4.00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320											
1250 16 pers.	1.00	2 v	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160										
								Dy S	110 x 210	260 x 230	140	160							
								ACVF	110 x 210	260 x 230	140	160							
								1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160			
															ACVF	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220										
								TD 2	110 x 210	260 x 230	180	220							
	4.00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320											
1600 21 pers.	1.00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160										
								Dy S	110 x 210	260 x 260	140	160							
								ACVF	110 x 210	260 x 260	140	160							
								1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160			
															ACVF	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220										
								TD 2	110 x 210	260 x 260	180	220							
	4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320											
6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400												


Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-11. Figurent en italique les valeurs en l'absence de documentation P 82-208. (3) La puissance est calculée suivant la norme C 15-100 et C 15-105.

(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (variateur continu de vitesse), TD 2 = Transdronic (variateur de tension sans bruit).

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	□	□	□	□	□	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12000	2500
530	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	□	□	□	□	□	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000


 Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés
 accessibles aux handicapés circulant en hauteur (article 11 de la Norme NF P 91-201 et
 NF P 91-202).

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises de la réaction d'un document général
 S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre
 contact avec votre correspondant Schindler habituel.

Chapitre 1

Chapitre 2

Chapitre 3

Chapitre 4

Chapitre 5

Chapitre 6

Conclusion

Générale

Introduction

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

Construire était et reste l'une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

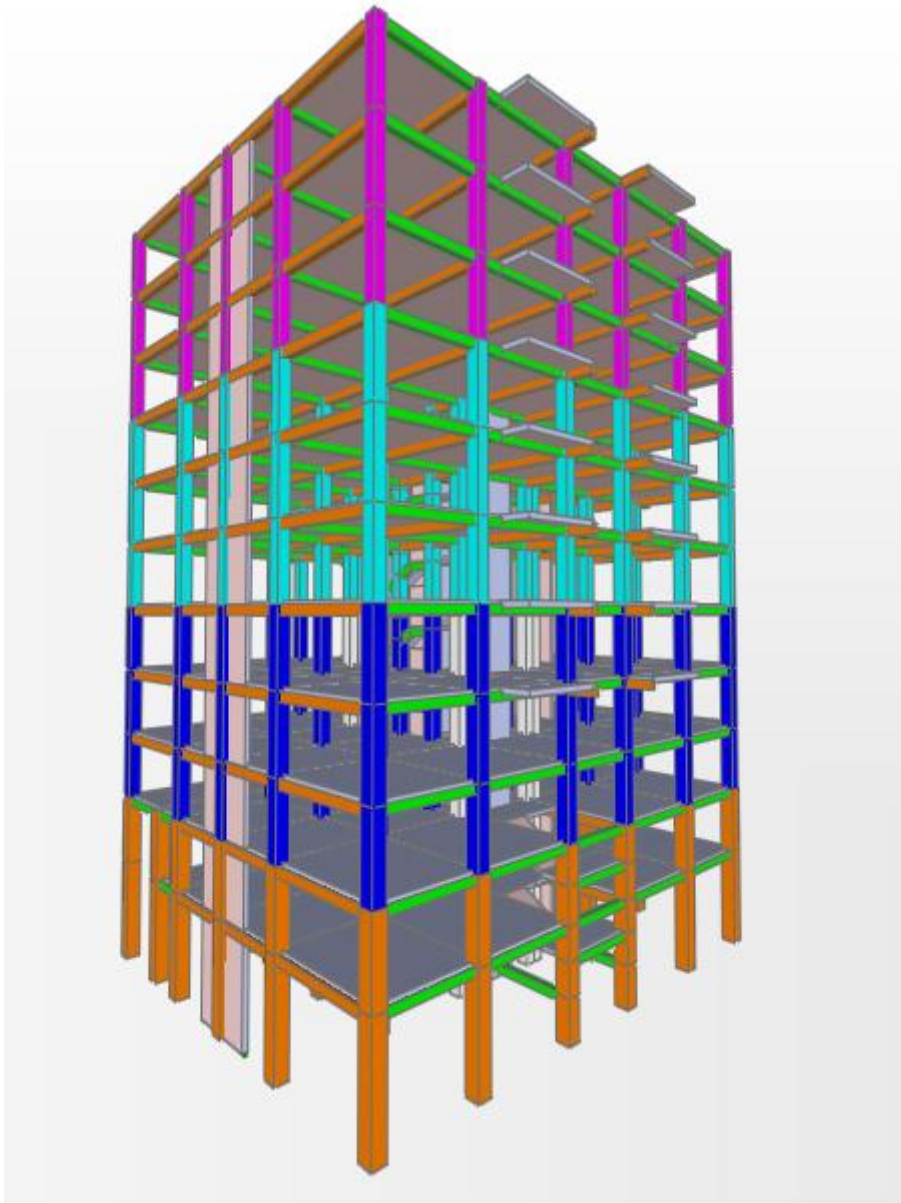
Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays sont soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

Avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'un bâtiment en R+10 sur radier général.



CHAPITRE 1 : GENERALITES

1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+10, cette structure est destinée à l'usage multiple (habitation et bureau), est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe 2B, ayant une importance moyenne.

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

Le projet est situé à proximité de la direction des œuvres universitaire de Bejaia (D.O.U.B) et de la résidence universitaire pépinière.

1.2 Les caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- La hauteur total du bâtiment (sans acrotère) est : $H=35.90$ m
- La longueur en plan est de 24.40 m
- La largeur en plan est de 22.20 m
- La hauteur du RDC est de 4.5m
- La hauteur de l'étage courant est de 3.06m

1.3 Présentation de la structure

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de trois volées.

Au niveau des duplexes, on trouve également une autre cage d'escalier constituer d'escalier balancé en bois.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

1.4 Caractéristiques du sol d'assise

D'après la base des données géologiques et les résultats investigations des géotechniques du Laboratoire des Travaux Publics « L.N.H.C », la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$. Le site se présente sous forme d'un couloir qui représente des facies Marno-Schisteux de l'âge sénonien ; ces schistes sont compactes en profondeur avec de nombreuses lentilles de conglomérats à éléments de taille très variable, sont accompagnés quelquefois de véritables « petites Klippes sédimentaire », d'où la nécessité de faire l'ancrage à 4m.

Il est à souligner que la région de « Oued Seghir » est callée suivant le RPA99/V2003 en **Zone IIa** (une zone de sismicité moyenne), avec un sol d'assise meuble **S3**.

1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.5.1 Le béton

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

1.5.1.1 Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est

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

1.5.1.2 Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

1.5.1.3 Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

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

(Art A.2.1.2.1 CBA93)

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

(Art A.2.1.2.2 CBA93)

1.5.2 L'acier

Dans notre projet on a utilisé des armatures de haute adhérence F_eE400 dont la limite d'élasticité vaut 400MPa.

CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

2.2 Les planchers

2.2.1 Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux de, poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{CBA93 ART B.6.8.4.2.4})$$

Avec:

- h_t = hauteur totale du plancher.
- L = distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$(L = 490 - 30 = 460\text{m})$$

$$ht \geq \frac{460}{22,5} = 20,44 \text{ cm}$$

Dans ce cas-là on va opter pour un plancher constitué de hourdis de 20 cm et une dalle de compression de 4 cm.

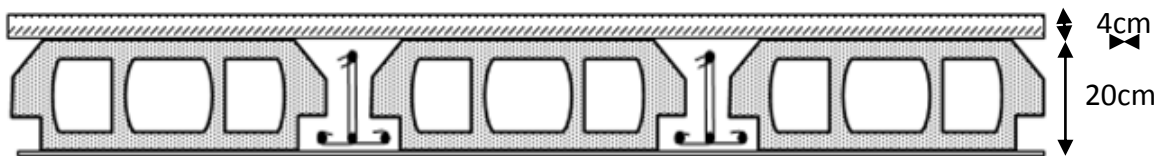


Figure 2-1: Plancher à corps creux

2.2.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

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

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+4cm

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$

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

$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$ **CBA93 (ART A.4.1.3)**

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$L_y = 390 - 30 = 360\text{cm}$

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

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

$b_1 = 27.5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 5 \times 27.5 + 10 = 65$

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

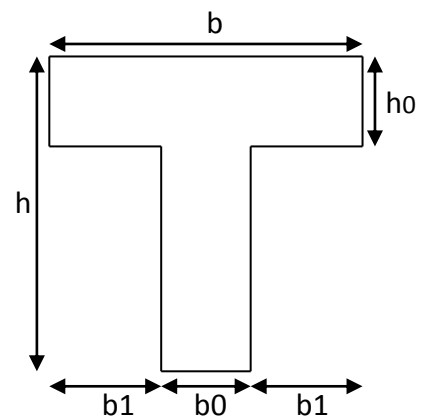


Figure 2-2: Schéma d'une poutrelle

-Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

2.2.2 Les dalles pleines

2.2.2.1 Définition

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e . On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Critère de résistance :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis avec } \rho \leq 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis avec } \rho > 0.4$$

Avec $\rho = L_x/L_y$

b) Critère de coupe-feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

Avec : e = épaisseur de la dalle.

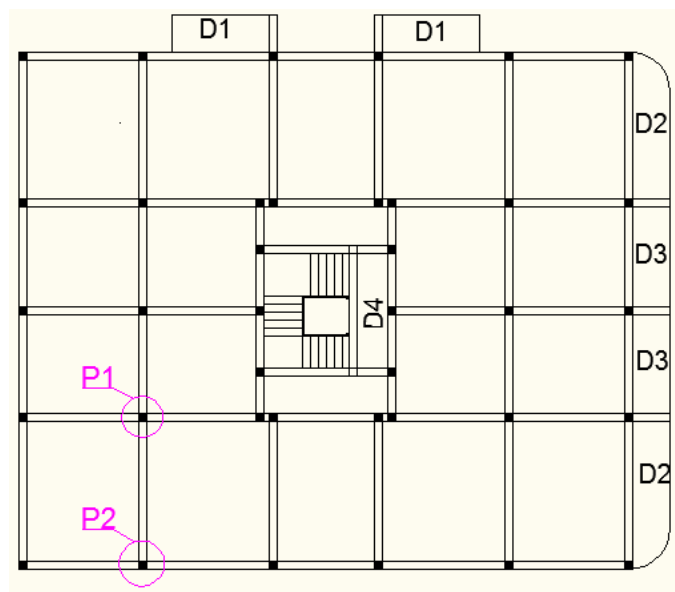


Figure 2-3 : Schéma illustratif des différentes dalles et poteaux choisis pour le calcul

2.3 Les escaliers

2.3.1 Définition

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'axée au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur projetée de la volée (L_0).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse (α).
- (7) : emmarchement.

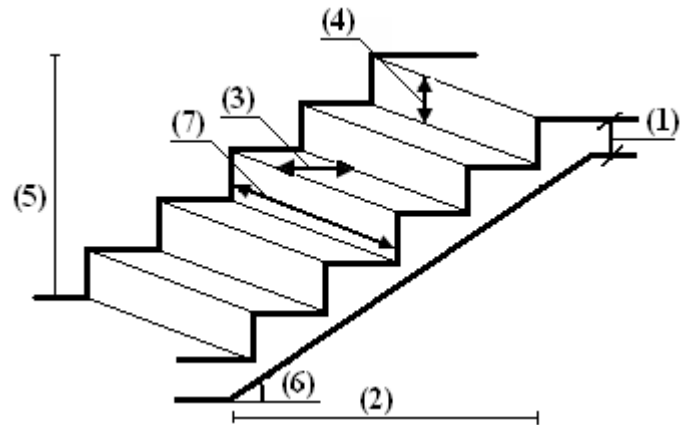


Figure 2-4: Schéma de l'escalier

2.3.2 Dimensionnement

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

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est : $60 \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$

$$\begin{cases} n = H/h \\ L_0 = (n-1)g \end{cases}$$

n: le nombre de contre marche sur la volée.

n-1 : le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projeté de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier

L : longueur total de l'escalier ($L = L_v + L_p$).

e : épaisseur de l'escalier.

2.3.3 Les différent types d'escaliers

Dans notre projet on distingue 3 types d'escaliers :

Type 1: escalier droit à une seule volée au RDC du niveau +0.00m à +1.80m

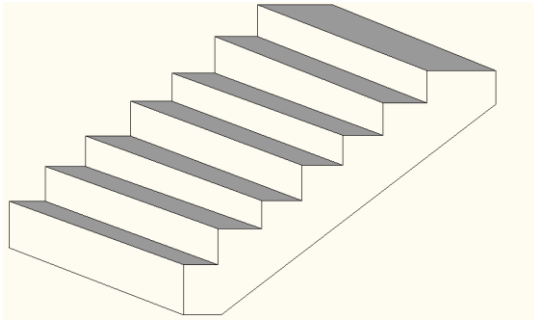


Figure2-5 : Escalier une seule volée

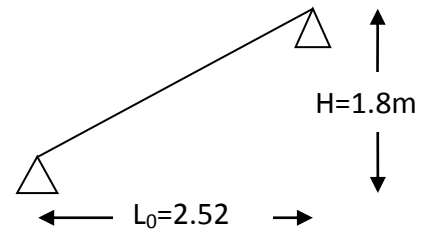


Figure2-6 : Schéma statique

$$H=180 \text{ cm}$$

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

$$n=180/18=10$$

$$g=28; \quad L_0=252 \text{ cm}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) \Rightarrow \alpha = 35.53^\circ$$

$$L = L_v + L_p$$

$$L_v = (180/\sin \alpha) = 309 \text{ cm}$$

$$L = L_v = 309 \text{ cm}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 10.32 \leq e \leq 15.5$$

$$\Rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

Type2 : escalier droit à deux volées.

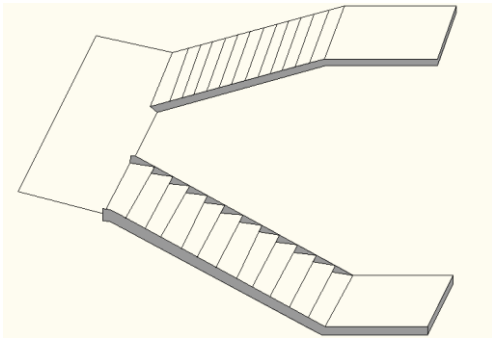


Figure2-7: Escalier deux volées

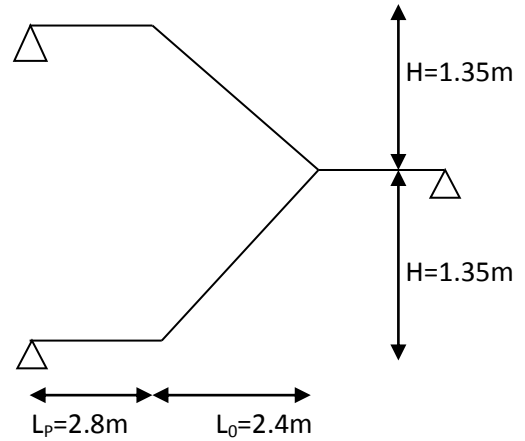


Figure2-8: Schéma statique

Tableau2-1: Pré dimensionnement de l'escalier deux volées

H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L_0 (cm)	L_p (cm)	L_v (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
135	15	9	30	240	280	275.36	555.36	29.35	20

Type 3 : Escalier droit a trois volées entourant la cage d'ascenseur.

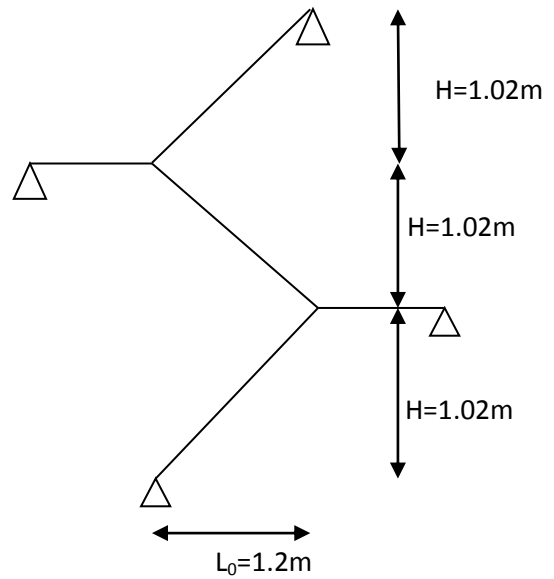
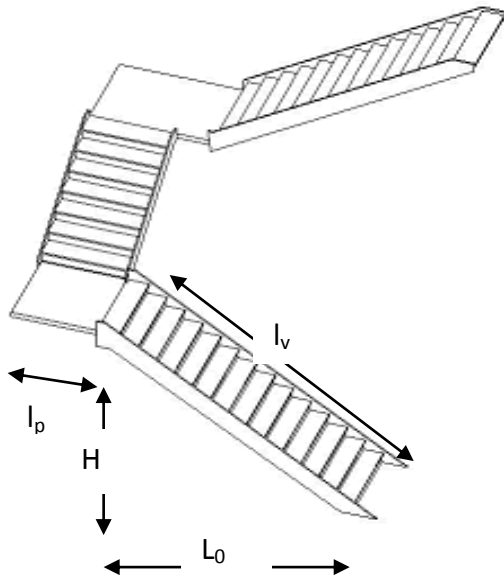


Figure2-9: Escalier trois volée avec schéma statique

RDC :

Tableau2-2: Pré dimensionnement de l'escalier trois volées du RDC

Volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L_0 (cm)	L_v (cm)	L_p (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
1	75	15	5	30	120	141.5	160	301.5	32	13
2	90	15	6	30	150	174.92	/	174.92	30.96	13
3	105	15	7	30	180	208.38	160	368.38	30.25	13

Étage courant :

Tableau2-3: Pré dimensionnement de l'escalier trois volées étage courant

Volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L_0 (cm)	L_v (cm)	L_p (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
1	102	17	6	30	150	181.39	160	341.39	34.21	13
2	102	17	6	30	150	181.39	/	181.39	34.21	13
3	102	17	6	30	150	181.39	160	341.39	34.21	13

2.4 Les poutres

Ces éléments résistants, qui transmettent les charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux). Ils se pré dimensionnent par les conditions donné par :

- Les formules empiriques suivantes :

$$- L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$$

$$- 0.7h \leq b \leq h$$

L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{\max}=550-30=520\text{cm}$).

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

- D'après les exigences le RPA99/2003, les poutres, en zone IIa, doivent respecter les dimensions suivantes :

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

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

$$h/b < 4$$

Tableau2-4: Pré Dimensionnement des poutres.

	Dimensions
Poutres principales	40×35
Poutres secondaires	35×30

2.5 LES VOILES

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Pour les voiles simples.}$$

$$a \geq 15\text{cm}$$

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

RDC $h_e = 450 - 24 = 426$.

Autres niveaux $h_e = 306 - 24 = 282$ cm.

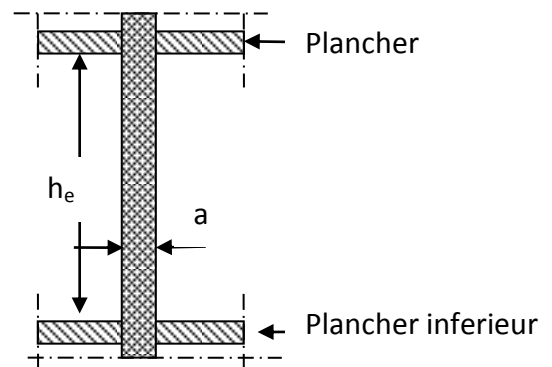


Figure2-10: Coupe verticale d'un voile

Type 1

$$a \geq 426/20 \Rightarrow a \geq 21.3 \Rightarrow a = 25 \text{ cm}$$

$$a \geq 282/20 \Rightarrow a \geq 14.1 \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

Type 2: (au niveau de la cage d'ascenseur)

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

2.6 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

D'après le RPA99/version 2003 :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \text{en zones I et II}$$

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

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

Avec :

B_r : section réduite du béton

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

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

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

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

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

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

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau 2-5: Pré dimensionnement des poteaux

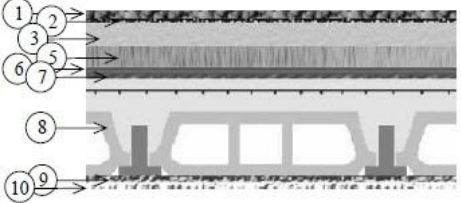
niveau	Section (cm ²)
10,9et8	35x35
7,6et5	40x40
4,3et2	45x45
1 ^{er}	50x50
RDC	50x50

2.7 Evaluation des charges et surcharges

2.7.1 Plancher terrasse

Tableau 2-6: Charges et surcharges du plancher terrasse

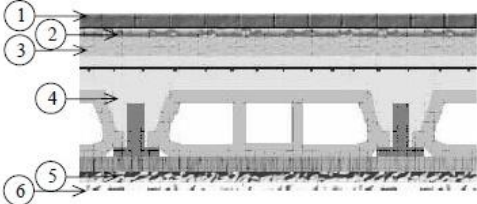
	Couche		G (kN/m ²)
1	Gravillon roulé	4 cm	0.72
2	Etanchéité	2 cm	0.12
3	Papier Kraft		0.05
4	Forme de pente	15 cm	2.2
5	Plaque de liège	4 cm	0.03
6	Pare vapeur	1cm	0.06
7	Film polyane		0.01
8	Corps creux	(20+4 cm)	3.1
9	Enduit de ciment	1,5 cm	0.27
10	Enduit de plâtre	2 cm	0.2
	Charge permanente		6.76



2.7.2 Plancher étages courants

Tableau 2-7: Charges et surcharges du plancher étage courant

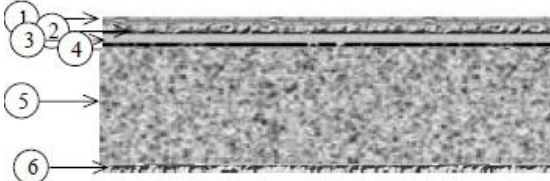
	Couche		G (kN/m ²)
1	Carrelage	2 cm	0.44
2	Mortier de pose	2 cm	0.4
3	Lit de sable	3 cm	0.54
4	Corps creux	(20+4)	3.1
5	Enduit de ciment	1.5 cm	0.27
6	Enduit de plâtre	1,5 cm	0.15
7	Cloisons		0.5
	Charge permanente		5.4



2.7.3 Plancher dalle pleine

Tableau 2-8: Charges et surcharges du plancher dalle pleine

	Couche		G (kN/m ²)
1	Carrelage	2cm	0.44
2	Mortier de pose	0.2cm	0,40
3	Lit de sable	3cm	0,54
4	Etanchéité	2 cm	0,12
5	Dalle pleine	13 cm	3,25
6	Enduit de ciment	1,5cm	0,27
	Charge permanente		5.02



2.7.4 Mur en double cloison

Tableau 2-9: Charges et surcharges du mur en double cloison

Couche		G (kN/m ²)
Enduit en plâtre	1.5cm	0.15
Brique creuse	15cm	1.3
lame d'aire	5 cm	0
Brique creuse	10 cm	0.9
Enduit de ciment	1.5 cm	0.27
Charge permanente		2.62

2.7.5 Surcharge d'exploitation

Tableau 2-10: Surcharge d'exploitation

	Etage courant	Terrasse inaccessible	Balcon	escalier	Bureaux
Surcharges kN/m²	1.5	1	3.5	2.5	2.5

2.8 Descente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leurs dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.22** » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Tableau 2-11: Dégression de charges

Niveau	Dégression	Q cumulée [kN/m ²]
Sous la terrasse	Q0	1
Sous le 10eme	Q0+Q1	2.5

Sous le 9eme	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	3.85
sous le 8eme	$Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
Sous le 7eme	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
Sous le 6eme	$Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
Sous le 5eme	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
Sous le 4eme	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8.5
Sous le 3eme	$Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9.25
Sous le 2eme	$Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	10.71
Sous le 1 ^{er}	$Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	12.05

Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau 2-12: Poids propre des poteaux

niveau	Section (cm ²)	Poids propre des poteaux G_{pot} (KN)
10,9et8	35×35	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06) \times 25 = 9.371$
7,6et5	40×40	$(0.4 \times 0.4 \times 3.06) \times 25 = 12.24$
4,3et2	45×45	$(0.45 \times 0.45 \times 3.06) \times 25 = 15.49$
1	50×50	$(0.5 \times 0.5 \times 3.06) \times 25 = 19.12$
RDC	50×50	$(0.5 \times 0.5 \times 4.5) \times 25 = 28.12$

2.8.1 Poteau 1 (poteau intermédiaire)

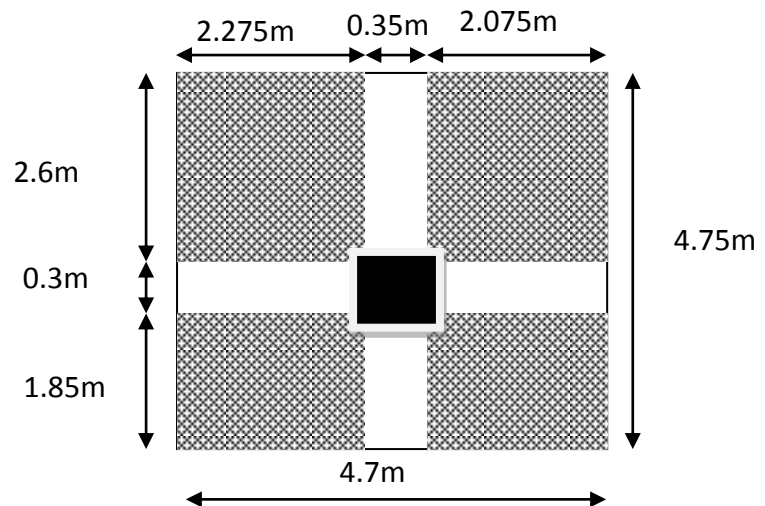


Figure 2-11 : Descente de charge poteau 1

Exemple de calcul

Surface du plancher $S = (4.7 - 0.35) \times (4.75 - 0.3) = 19.35 \text{ m}^2$

G : Plancher terrasse : $G = 6.76 \times 19.35 = 130.806 \text{ KN}$

G : Plancher étage courant : $G = 5.4 \times 19.35 = 104.49 \text{ KN}$

G : Poutres principales (niveau 10,9et8) : $G = [0.4 \times 0.35 \times (4.75 - 0.35)] \times 25 = 15.4 \text{ KN}$

G : Poutres secondaire (niveau 10,9et8) : $G = [0.3 \times 0.35 \times (4.7 - 0.35)] \times 25 = 11.41 \text{ KN}$

Tableau 2-13: Descente de charge poteau 1

Niveau	Element	G(KN)	NG(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	1.1Nu(KN)
Sous la Terrasse	Plancher	130.8	166.98	22.32	258.9	284.8
	Poutre.P	15.4				
	Poutre.S	11.41				
	Poteau	9.371				
Sous le 10eme	Plancher	104.49	307.651	55.81	499.048	548.95
	Poutre.P	15.4				
	Poutre.S	11.41				
	Poteau	9.371				
Sous le 9eme	Plancher	104.49	448.322	85.93	734.13	807.543
	Poutre.P	15.4				
	Poutre.S	11.41				
	Poteau	9.371				
Sous le 8eme	Plancher	104.49	591.552	112.17	966.85	1063.53
	Poutre.P	15.22				
	Poutre.s	11.28				
	Poteau	12.24				
Sous le 7eme	Plancher	104.49	734.782	136.15	1196.18	1373.24
	Poutre.P	15.22				
	Poutre.s	11.28				
	Poteau	12.24				
Sous le 6eme	Plancher	104.49	878.012	156.24	1419.676	1561.64
	Poutre.P	15.22				
	Poutre.S	11.28				
	Poteau	12.24				
Sous le 5eme	Plancher	104.49	1024.192	172.98	1642.13	1806.343
	Poutre.P	15.05				
	Poutre.S	11.15				
	Poteau	15.49				
Sous le 4eme	Plancher	104.49	1170.372	189.72	1864.582	2051.04
	Poutre.P	15.05				
	Poutre.S	11.15				
	Poteau	15.49				
Sous le 3eme	Plancher	104.49	1316.552	206.46	2087.03	2295.733
	Poutre.P	15.05				
	Poutre.S	11.15				
	Poteau	15.49				

Sous le 2eme	Plancher	104.49	1466.052	239.15	2337.895	2571.68
	Poutre.P	14.87				
	Poutre.S	11.02				
	Poteau	19.12				
Sous le 1ere	Plancher	104.49	1624.552	268.95	2596.702	2856.37
	Poutre.P	14.87				
	Poutre.S	11.02				
	Poteau	28.12				

2.8.2 Poteau 2 (poteau de rive)

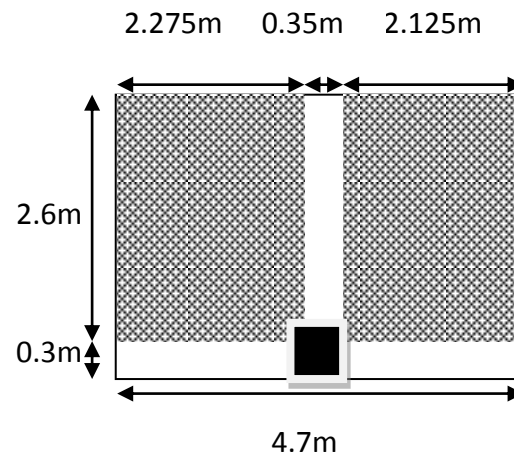


Figure 2-12: Descente de charge poteau 2

Exemple de calcul

Surface du plancher $S = (2.9 - 0.3) \times (4.7 - 0.35) = 11.31 \text{ m}^2$

G : Plancher terrasse : $G = 6.76 \times 11.31 = 76.45 \text{ KN}$

G : Plancher courant : $G = 5.4 \times 11.31 = 61.07 \text{ KN}$

G : L'acrotère : $G = 2.77 \times 4.7 = 13.05 \text{ KN}$

G : mur double cloisons étage courant : $G = 2.62 \times 3.06 = 8.01 \text{ KN}$

G : mur double cloisons RDC : $G = 2.62 \times 4.5 = 11.79 \text{ KN}$

Tableau 2-14: Descente de charge poteau 2

Niveau	Eléments	G (KN)	NG (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	1.1*Nu(KN)
Sous terrasse	plancher	76.45	155.10	18.33	236.88	260.56
	Poutre P	8.92				
	Poutre S	11.41				
	poteau	9.371				
	acrotère	13.05				
	Mur	35.54				
Sous 10eme	Plancher	61.07	281.424	34.07	431.027	474.13
	Poutre p	8.925				
	Poutre s	11.418				
	poteau	9.371				
	mur	35.54				
Sous 9eme	Plancher	61.07	407.748	52.47	629.16	692.1
	Poutre p	8.925				
	Poutre s	11.418				
	poteau	9.371				
	mur	35.54				
Sous 8eme	Plancher	61.07	536.628	68.83	827.7	910.5
	Poutre p	8.75				
	Poutre s	11.28				
	poteau	12.24				
	mur	35.54				
Sous 7eme	Plancher	61.07	665.5	83.14	1023.135	1125.44
	Poutre p	8.75				
	Poutre s	11.28				
	poteau	12.24				
	mur	35.54				
Sous 6eme	Plancher	61.07	794.388	95.41	1215.53	1337.1
	Poutre p	8.75				
	Poutre s	11.28				
	poteau	12.24				
	mur	35.54				
Sous 5eme	Plancher	61.07	926.2	105.63	1408.81	1549.7
	Poutre p	8.57				
	Poutre s	11.15				
	poteau	15.49				
	mur	35.54				
Sous 4eme	Plancher	61.07	1058.028	115.85	1602.11	1762.32
	Poutre p	8.57				
	Poutre s	11.15				
	poteau	15.49				
	mur	35.54				
Sous 3eme	Plancher	61.07	1189.84	126.07	1795.39	1974.92
	Poutre p	8.57				
	Poutre s	11.15				
	poteau	15.49				

	mur	35.54				
Sous 2eme	Plancher	61.07	1324.3	146.04	2006.88	2207.568
	Poutre p	7.7				
	Poutre s	11.025				
	poteau	19.125				
	mur	35.54				
Sous 1er	Plancher	61.07	1467.76	164.24	2227.84	2450.62
	Poutre p	7.7				
	Poutre s	11.025				
	poteau	28.12				
	mur	52.26				

2.8.3 Remarque

On remarque que l'effort le plus défavorable est donné par le poteau 01.

Il faut vérifier les conditions suivantes

a) **Critère de résistance**

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Tel que :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} &= (0.85 * f_{c28}) / 1.5 \\ \sigma_{adm} &= 14.2 \text{ Mpa.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$$

Tableau 2-15: Vérification de critère de résistance.

niveau	N _u (KN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	observation
10	258.9	0.12	2.15	Vérifiée
9	499.048	0.12	4.15	Vérifiée
8	734.13	0.12	6.11	Vérifiée
7	966.85	0.16	6.04	Vérifiée
6	1196.18	0.16	7.47	Vérifiée
5	1419.676	0.16	8.84	Vérifiée
4	1642.13	0.20	8.21	Vérifiée
3	1864.582	0.20	9.32	Vérifiée
2	2087.03	0.20	10.43	Vérifiée
1	2337.895	0.25	9.35	Vérifiée
RDC	2596.702	0.25	10.38	Vérifiée

b) Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

Selon le **CBA93 (article B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression de 10% pour les poteaux intermédiaire.

$$N_u = 1.1 \times 2596.702$$

$$N_u = 2856.37 \text{ KN}$$

- 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

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

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

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ

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

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

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

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

$$\text{Avec : } l_f = 0.7 l_0$$

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

b : hauteur de la section nette.

A_s : section d'armature.

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

Donc :

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

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

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

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Il faut vérifier que :

$$B_r \geq B_{r\text{-calculée}}$$

Pour le poteau de RDC :

$$B_r = (0.5 - 0.02)^2 = 0.23 \text{ m}^2$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.5$$

$$L_f = 3.15 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{3.15}{0.5} = 21.8 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.8}{35} \right)^2} = 0.78$$

$$B_{r\text{-calculée}} = \frac{2856.37}{0.78 \times \left(\frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{400 \times 10^3}{100 \times 1.15} \right)} = 0.16 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.23 \text{ m}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 0.16 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

La vérification du critère de stabilité de résumée dans forme est le tableau suivant

Tableau 2-16: vérification de critère de stabilité de forme.

niveau	λ	α	N_u (KN)	B_r (m ²)	$B_{r\text{-calculée}}$ (m ²)	Observation
10	21.17	0.79	284.8	0.10	0.01	Vérifier
9	21.17	0.79	548.95	0.10	0.03	Vérifier

8	21.17	0.79	807.543	0.10	0.04	Vérifiée
7	18.52	0.8	1063.53	0.14	0.06	Vérifiée
6	18.52	0.8	1373.24	0.14	0.07	Vérifiée
5	18.52	0.8	1561.64	0.14	0.08	Vérifiée
4	16.46	0.81	1806.34	0.18	0.10	Vérifiée
3	16.46	0.81	2051.04	0.18	0.11	Vérifiée
2	16.46	0.81	2295.73	0.18	0.12	Vérifiée
1	14.8	0.82	2571.68	0.23	0.14	Vérifiée
RDC	21.8	0.78	2856.37	0.23	0.16	Vérifiée

c) Vérification des conditions du RPA 99/version 2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1) \\ \min (b_1, h_1) \geq h_e/20 \dots\dots\dots (2) \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

On remarque que les dimensions adoptées vérifient toutes les conditions du R.P.A.

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENT NON STRUCTURAUX

3.1 INTRODUCTION

Les éléments non structuraux sont définis par le RPA99 comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement

3.2 ETUDE DU PLANCHER

3.2.1 Disposition des poutrelles

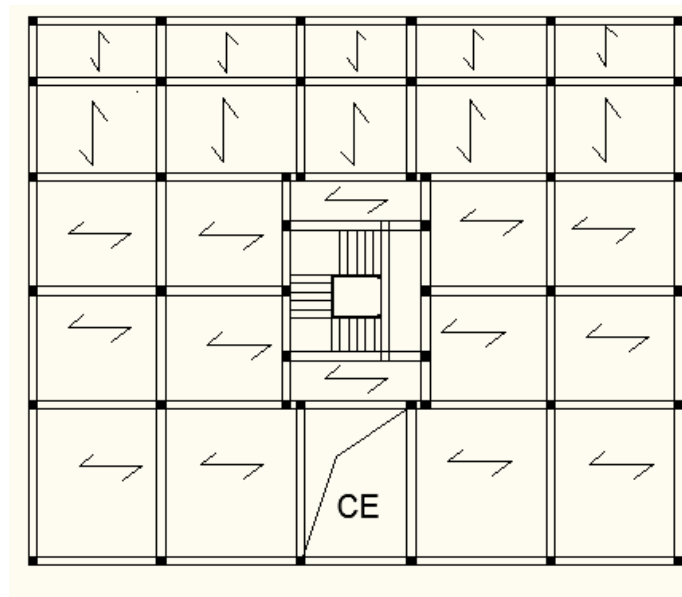


Figure 3-1 : Disposition des poutrelles étage bureaux

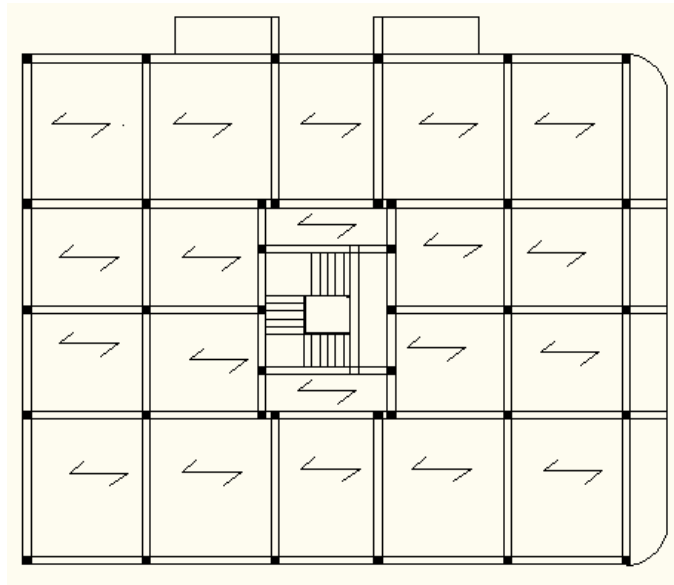


Figure 3-2 : Disposition des poutrelles étages courant

3.2.2 Calcul des sollicitations

3.2.2.1 Méthodes de calculs

Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL91)

Domaine d'application (BAEL91 Art B.6.2.210)

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

- Plancher a surcharges modérées ($Q \leq \min(2G, 5\text{kn/m}^2)$).
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.
- Fissuration peut nuisible.

3.2.2.2 Calcul des charges revenant aux poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6.76 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) b = (1.35 \times 6.76 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.906 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) b = (6.76 + 1) \times 0.65 = 5.044 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant**

$$G = 5.4 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 6.201 \text{ KN/ml} ; q_s = 4.485 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage de bureau**

$$G = 5.4 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 7.176 \text{ KN/ml} ; q_s = 5.135 \text{ KN/ml}$$

3.2.3 Etude des poutrelles

3.2.3.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- **Terrasse inaccessible**

$$G_t = 6.76 \text{ kn/m}^2 \quad Q_t = 1 \text{ kn/m}^2$$

G_t, Q_t : charge permanente et d'exploitation de la terrasse inaccessible.

$$Q_t = 1 \text{ kn/m}^2 \leq \min (2G_t, 5 \text{ kn/m}^2) = \min (2 \times 6.58, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

- **plancher courant**

$$G_p = 5.4 \text{ kn/m}^2 \quad Q_p = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

G_p, Q_p : charge permanente et d'exploitation de plancher courant.

$$Q_p = 1.5 \text{ kn/m}^2 \leq \min (2G_p, 5 \text{ kn/m}^2) = \min (2 \times 5.4, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Etage bureau**

$$G_b = 5.4 \text{ kn/m}^2 \quad Q_b = 2.5 \text{ kn/m}^2$$

G_b, Q_b : charge permanente et d'exploitation de plancher bureau.

$$Q_b = 2.5 \text{ kn/m}^2 \leq \min (2G_b, 5 \text{ kn/m}^2) = \min (2 \times 5.4, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

1) Pour la 1^{ère} condition de la méthode forfaitaire elle est vérifiée.

2) La charge uniformément répartie de manière identique sur toutes les longueurs des poutres (l'inertie constante) donc la 2^{ème} condition est vérifiée.

3) Le rapport entre les travées successives pour le type 02:

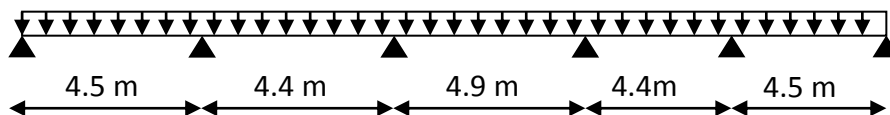


Figure 3-3 : Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 2

$$\frac{4.5}{4.4} = 1.02 ; \frac{4.4}{4.9} = 0.98 ; \frac{4.9}{4.4} = 1.11 ; \frac{4.4}{4.5} = 0.97$$

On remarque que le rapport est compris entre 0.8 et 1.25 donc c'est vérifiée.

4) Les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d'où la 4^{ème} condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

3.2.3.2 Calcul de α

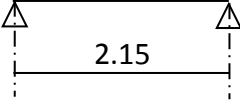
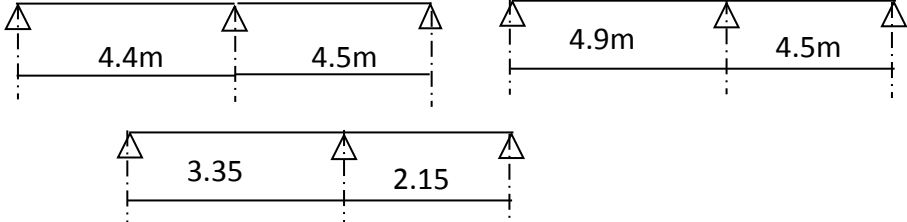
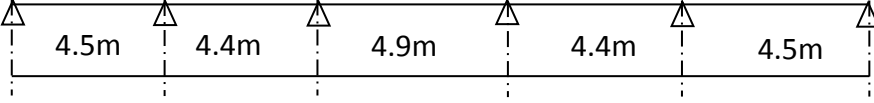
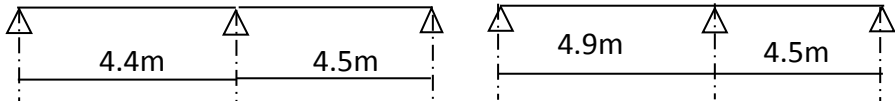
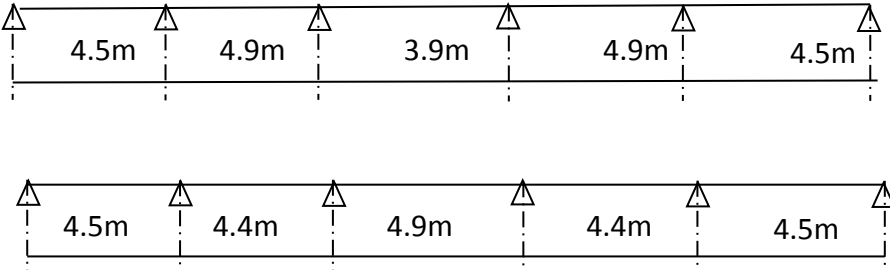
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Tableau 3-1: Calcul de la valeur de α pour chaque plancher.

	G	Q	α
Terrasse inaccessible	6.76	1	0.128
Plancher courant	5.4	1.5	0.217
Plancher bureau	5.4	2.5	0.316

3.2.4 Les différents types des poutrelles

Tableau3-2 : Les différents types des poutrelles

Type	Schéma statique
Plancher bureau	
	
	
Plancher courant	
	

Plancher	Type 1	
	Type 2	
	Type 3	
Plancher terrasse	Type 1	
	Type 2	

3.2.5 Exemple de calcul

Pour notre calcul on exposera un exemple de calcul soit le type 3 de l'étage bureau, du l'étage et les autres sont illustrées dans les tableaux

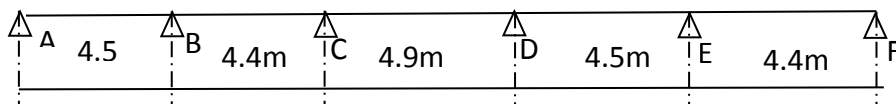


Figure 3-4 : schéma statique de poutrelle étage bureau type 3

3.2.5.1 Calcule à L'ELU

- **Evaluation des sollicitations**

$$q_u = 7.176 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.135 \text{ KN/m}$$

- **Calcul du moment max**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.176 \times 4.9^2}{8} = 21.54 \text{ KN/m}$$

- **Moments aux appuis de rive**

$$M_A = M_F = 0$$

- **Moment aux appuis intermédiaires**

$$M_B = M_E = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max\left(\frac{7.176 \times 4.5^2}{8}; \frac{7.176 \times 4.4^2}{8}\right)$$

$$M_B = M_E = -9.08 \text{ KN/m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD})$$

$$M_C = M_D = -8.62 \text{ KN/m}$$

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

$$M_A = M_F = -3.23 \text{ KN/m}$$

- **Moments en travées**

Travée AB :

C'est une travée de rive les vérifications à faire sont les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0.3 \times \alpha; 1.05)M_0\} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_B = -10.77 \text{ KNm}$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_A = 0 \text{ KN.m}$

M_0 : Moment isostatique de la travée AB : $M_0 = 18.16 \text{ KN.m}$

$$(1 + 0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.316 = 1.094$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.316}{2} = 0.647$$

$$\frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.316}{2} = 0.547$$

$$\max(1.094, 1.05)M_0 = 1.094M_0$$

$$M_t + \frac{0+0.5M_0}{2} \geq 1.094M_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.316}{2} M_0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 0.844M_0 \text{ KNm} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.647M_0 \text{ KNm} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2))$$

$$M_t = 0.844M_0 \text{ KN.m} = 15.34 \text{ KNm}$$

Travée BC :

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_C = -8.62 \text{ KNm}$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_B = -9.08 \text{ KNm}$

M_0 : Moment isostatique de la travée BC : $M_0 = 17.37 \text{ KNm}$

$$M_t = 10.17 \text{ KNm}$$

Travée CD :

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_D = -8.62 \text{ KNm}$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_C = -8.62 \text{ KNm}$

M_0 : Moment isostatique de la travée CD : $M_0 = 21.54 \text{ KNm}$

$$M_t = 14.96 \text{ KNm}$$

Travée DE :

$$M_{t \text{ DE}} = M_{t \text{ BC}} = 10.17 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{t \text{ EF}} = M_{t \text{ AB}} = 15.34 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants hyperstatique aux appuis**

Pour une poutre à plus de deux travées l'effort tranchant hyperstatique est déterminé par la méthode générale (forfaitaire) :

$V = 1.1 \times V_0$ (L'effort tranchant hyperstatique en appuis = 10 % V_0) pour les poutres à plus de deux travées.

Tableau 3-3 : Evaluation de l'effort tranchant

appuis	A	B _g	B _d	C _g	C _d	D _g	D _d	E _g	E _d	F
V (KN)	16.14	17.76	17.37	17.37	17.58	17.58	15.79	17.37	17.76	16.14

- **Ferraillage de la poutrelle**

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

- si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).
- si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a: $M_{\max}^t = 15.34 \text{KN.m}$; $M_{\max}^a = -9.08 \text{KN.m}$; $V_{\max} = 17.76 \text{KN}$.

a) Ferraillage en travée

$$M_{\max}^t = 15.34 \text{KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b h_0 f_{bu} (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 (0.22 - \frac{0.04}{2})$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 15.34 \text{KN.m}$$

- L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t \times b$) : (24cm \times 65cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.34 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.0325$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0325$$

- Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas

$$\text{nécessaires } (A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}}{0.8} = 0.0414$$

$$A_s \geq \frac{M'_{\max}}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{15.34 \times 10^{-3}}{0.22(1 - 0.4 \times 0.054)348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA10 + 1HA8 = 2.07 cm²

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times 0.23 \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_{\min} \leq A_s = 1.92 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Ferrailage en appui

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T_e sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $b_0 \times h = (0.1 \times 0.24) \text{ m}^2$.

- Ferrailage de l'appui intermédiaire

$$M'_{\max} = 9.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M'_{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9.08 \times 10^{-3}}{0.1(0.22)^2 \times 14.2} = 0.0203 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.0203 \text{ MPa} < 0.392 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot A. et } A' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0257$$

$$\Rightarrow A_s^a = \frac{M'_{\max}}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 1.19 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10 = 1.57 cm²

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 1.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.265 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Ferrailage de l'appui de rive

$$M_{rive}^a = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0602$$

$$A_{rive}^a = \frac{M_{rive}^a}{d(1 - 0.4\alpha) f_{st}} = 0.43 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA8 = 0.50 cm²

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 0.43 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.265 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{17.76 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.80 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Soit : A_t = 2HA6 = 0.57 cm².

Calcul de l'espacement

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 19.8cm \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57cm \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 82.53cm \end{cases}$$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \quad \tau = \frac{V \times \frac{(b-b_0)}{2}}{0.9 \times b \times d \times h_0}$$

$$\tau = 0.948\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.76 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.80 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant**a) Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{17.76 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.51\text{cm}^2$$

$$A_l = 1.92 \geq 0.55\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

b) Appui intermédiaire

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0.9.d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s \geq \frac{(17.76 \times 10^{-3} - \frac{9.08 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22})}{348} = -0.8 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Les armatures longitudinales inferieures ne sont soumises à aucuns efforts de traction.

Vérification de la bielle

$$V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}$$

$$\text{Avec } a \leq 0.9d = 0.9 \times 0.22 = 0.198\text{m}$$

$$\text{Soit } a = \min [0.9d ; \text{la largeur de l'appui } -4\text{cm}] = 19.8\text{cm}$$

$$a = 0.18\text{m}$$

$$V_u = 17.76 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.10 \times 25 \times 0.18 \times 10^3 = 120.17 \text{ KN} \dots \text{Vérifié}$$

Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que:

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \tau_{ad}$$

τ_{adm} : contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$V_u = 17.76 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (4T10 + 2T8) = 0.1236\text{m}$$

$$\tau_{su} = \frac{17.76 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.1236} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} = 0.6 \psi^2 f_{t28} \text{ avec } \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{ad} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{su} = 0.42 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.2.5.2 Calcul a l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures
- La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).
- Etat limite de compression du béton :

En travée

- **Etat limite de compression du béton**

$$M_{ser} = 13.1 \text{ KN.m.}$$

$$q_s = (5.4 + 2.5) 0.65 = 5.135 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_{0ser} = \frac{5.135 \times 4.9^2}{8} = 15.41 \text{ KN.m}$$

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

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

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

- **Position de l'axe neutre**

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

$$A' = 0$$

$$H = \frac{1}{2} \times 0.65 \times 0.04^2 - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -3.89 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T.

- **Détermination de la position de l'axe neutre (y)**

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

$$A' = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 2.07 + 55 \times 4] y - 15 \times 22 \times 2.07 - 55 \frac{4^2}{2}$$

La résolution de cette équation nous donne $y = 4.13 \text{ cm}$

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + \left[(b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} \right] + [15A(d - y)^2 + 15A'(y - d)^2]$$

$$I = 10150.266 \text{ cm}^4$$

- **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.1}{10150.266 \times 10^{-8}} \times 4.13 \times 10^{-5}$$

$$\sigma_{bc} = 5.29 \text{ MPa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15 \times M_0} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{24}{545} = 0.044 < \frac{13.1}{15 \times 15.41} = 0.056 \Leftrightarrow \text{La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée donc on}$$

procède au calcul de la flèche.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,07 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,22} = 0,0094$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = 4.53$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,812$$

- **Position de l'axe neutre**

$$y_G = \frac{\frac{b_0 - h^2}{2} + \frac{(b - b_0)h_0^2}{2} + 15(Ad - A'd')}{b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')}$$

$$A' = 0$$

$$y_G = 3.84 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 + [(b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3}] + 15[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')] + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3}$$

$$A' = 0$$

$$A = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 37740.3 \text{ cm}^4$$

- **Evaluation des moments en travées**

$$a) \text{ Sous (j) : } j = 0.65 \times 3.10 = 2.01 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.844 \frac{2.01 \times 4.9^2}{8} = 5.09 \text{ KN.m}$$

$$b) \text{ Sous (g) : } g = 0.65 \times 5.4 = 3.51 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.844 \frac{3.51 \times 4.9^2}{8} = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$c) \text{ Sous (P) : } P = 5.135 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.844 \frac{5.135 \times 4.9^2}{8} = 13 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{j\text{ser}}(d-y)}{I} = 134.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{g\text{ser}}(d-y)}{I} = 234.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{p\text{ser}}(d-y)}{I} = 343.3 \text{ MPa}$$

- **Inertie fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.48$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.66$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.755$$

$$\text{Si } \mu < 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 1.307 \times 10^{-4}$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 1.04 \times 10^{-4}$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 9.4 \times 10^{-5}$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 1.75 \times 10^{-4}$$

- **Évaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{j\text{ser}} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 0.0029 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = 0.0063 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = 0.0021 \text{ m}$$

$$f_{vi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} = 0.016 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi} \leq f_{adm} \quad \text{avec : } f_{adm} = L/500 = 0.98 \text{ cm}$$

$\Delta f_t = 0.89 \text{ cm} < 0.98 \text{ cm}$La flèche est vérifiée.

De même, toutes les autres poutrelles ont été calculées de la même manière à l'ELU et à l'ELS. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-4: Moments calculé à L'ELU et L'ELS

Terrasse inaccessible							
Type de p	ELU			ELS			Effort tranchant V(KN)
	M_t (KNm)	M_{int}^{app} (KNm)	M_{riv}^{app} (KNm)	M_t (KNm)	M_{int}^{app} (KNm)	M_{riv}^{app} (KNm)	
1	12.86	10.29	2.57	9.37	7.49	1.87	16.1
2	10.89	8.58	2.17	7.93	6.25	1.58	11.21
Plancher duplex							
1	14.24	11.17	2.72	10.3	8.08	2.02	17.47
2	17.9	12.23	3.09	12.03	8.68	2.2	21.97
3	12.8	7.85	2.36	9.25	5.68	1.7	15.35
Plancher courant							
1	14.24	11.17	2.72	10.3	8.08	2.02	17.47
2	17.9	10.31	3.09	12.7	7.32	2.2	20.17
3	12.8	7.85	2.36	9.25	5.68	1.7	15.35
Plancher bureau							
1	5.37	/	0.62	3.85	/	0.45	7.71
2	17.12	12.92	3.23	12.25	9.25	2.31	20.22

Tableau3-5 : Armatures longitudinales et transversales calculées

Type de p ^{elles}	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal	
	Terrasse inaccessible					
	zone	A _{cal} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Barres	A _t (cm ²)	S _t (cm)
1	<i>Travée</i>	1.72	2.07	2HA10+1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis de rive</i>	0.34	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.46	1.58	2HA10	2HA6	15
	<i>Travée</i>	1.72	2.07	2HA10+1HA8	2HA6	15
2	<i>Appuis de rive</i>	0.28	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.2	1.58	2HA10	2HA6	15
Plancher duplex						
	<i>Travée</i>	1.89	2.07	2HA10+1HA8	2HA6	15
1	<i>Appuis de rive</i>	0.36	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.61	2.26	2HA12	2HA6	15
	<i>Travée</i>	2.38	3.05	2HA12+1HA10	2HA6	15
2	<i>Appuis de rive</i>	0.41	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.78	2.26	2HA12	2HA6	15
	<i>Travée</i>	1.72	2.07	2HA10+1HA8	2HA6	15
3	<i>Appuis de rive</i>	0.31	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.09	1.58	2HA10	2HA6	15
Plancher courant						
	<i>Travée</i>	1.89	2.07	2HA10+1HA8	2HA6	15
1	<i>Appuis de rive</i>	0.36	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.61	2.26	2HA12	2HA6	15
	<i>Travée</i>	2.38	3.05	2HA12+1HA10	2HA6	15
2	<i>Appuis de rive</i>	0.41	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.46	1.58	2HA10	2HA6	15
3	<i>Travée</i>	1.09	2.07	2HA10+1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis de rive</i>	0.31	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.09	1.58	2HA10	2HA6	15

Plancher bureau						
	<i>Travée</i>	1.72	2.07	2HA10+1HA8	2HA6	15
1	<i>Appuis de rive</i>	0.26	0.5	1HA8	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	/	/	/	2HA6	15
	<i>Travée</i>	2.28	3.05	2HA12+1HA10	2HA6	15
2	<i>Appuis de rive</i>	0.43	0.5	1HA10	2HA6	15
	<i>Appuis int</i>	1.88	2.26	2HA12	2HA6	15

Pour tous les types de poutrelles on a les mêmes armatures transversales :

$A_t = \text{étrier HA6} = 0.57\text{cm}^2$ avec un espacement $St = 15\text{cm}$

Tableau 3-6 : Evaluation de la flèche

Type de p ^{elles}	Terrasse inaccessible		
	Δf_t (cm)	f_{adm} (cm)	Observation
1	0.49	0.98	vérifiée
2	0.33	0.9	vérifiée
Plancher duplex			
1	0.57	0.98	vérifiée
2	0.52	0.98	vérifiée
3	0.36	0.9	vérifiée
Plancher courant			
1	0.57	0.98	vérifiée
2	0.36	0.9	vérifiée
3	0.36	0.9	vérifiée
Plancher bureau			
1	0.6	0.98	vérifiée
2	0.32	0.9	vérifiée

• **Ferraillage de la dalle de compression** (CBA Art.B6.8.4.2.3)

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235\text{ MPa}$.

1) Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4.b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.10\text{cm}^2$$

2) Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0,26\text{cm}^2$$

On adopte un treillis soudé TS $\phi 6$ (150x150).

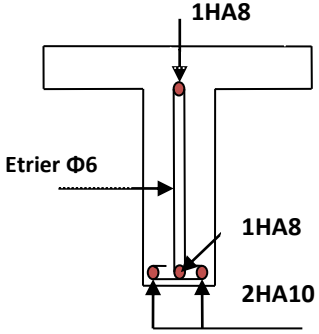
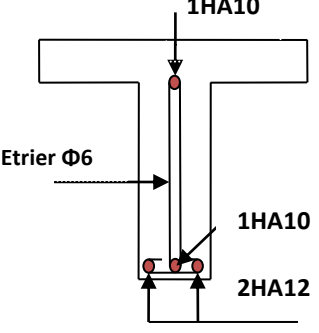
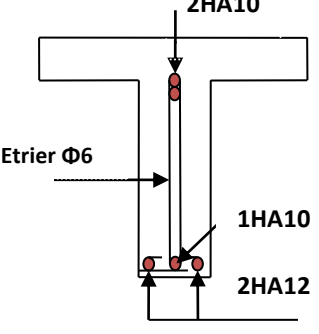
Schémas de ferrailage

a) poutrelles

Tableau 3-7 : Schéma de ferrailage des poutrelles en appuis

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles en appuis	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible		
Etage courant		
Etage bureau		

Tableau3-8 : Schéma de ferrailage des poutrelles en travées

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles en travée
Terrasse inaccessible	
Etage courant	
Etage bureau	

b) Dalle de compression

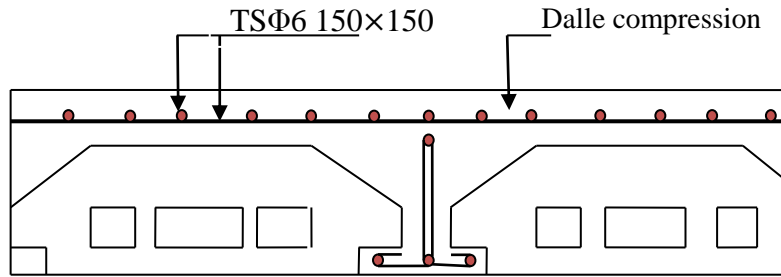


Figure 3-5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3.3 Etude des dalles pleines

3.3.1 Panneau D1 (Dalle sur 2 appuis balcon)

$$G = 5.17 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.4 \text{ m} \\ L_y = 3.75 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.37 < 0.4$$

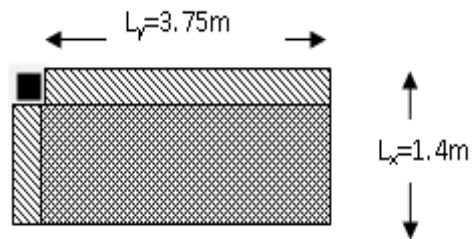


Figure 3-6 : Panneau de dalle D1 (balcon)

On prend : $e = 13 \text{ cm}$

La dalle travaille selon un seul sens « L_x »

3.3.1.1 Calcul a L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.22 \text{ KN/m}^2$$

$P = 1 \text{ KN}$ qui est le poids du garde-corps.

(DTR B-C 2-2)

$$P_u = 1.35 \text{ KN/m}^2$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = 13.86 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l) + P_u = 18.45 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1ml ($b = 1\text{m}$).

$$M_u = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d \times f_{bu}} = 0.1208 < 186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.1208 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.1614$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{d_x \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times f_{st}} = 4.73 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité « A_{\min} »**

On a : $e > 12 \text{ cm}$

$$\rho < 0.4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times b \times e$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 13 = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.04 \text{ cm}^2 < A_s = 4.73 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On ferraillera avec A_s

$$A_s = 5\text{HA}12 = 5.56 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \text{Min}(2e; 25\text{cm}) = \text{Min}(2 \times 13; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

- **Les armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \text{Min}(2e; 25\text{cm}) = \text{Min}(2 \times 13; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{\max} = 0.205 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa}$$

- **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$$

$$\text{Et on a : } A_l = 5.56 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad V_{\max} = 18.45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 5.56 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 18.45}{400} \times 10^{-3} = 0.53 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

3.3.1.2 Calcul a L'ELS

$$q_s = G + Q = 8.67 \text{ KN.m}$$

$$P_s = 1 \text{ KN}$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l = 9.90 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier

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

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

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

$$A'_s = 0$$

$$\sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d - y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul son résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3-9 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travées	3.12	3904.93	7.91	15	223.6	201.6

On remarque que :

$$\sigma_s = 223.6 > \bar{\sigma}_s = 201.6$$

⇒ La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc le calcul se fera à l'ELS :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}} ; \alpha = \sqrt{90\beta \left(\frac{1-\alpha}{3-\alpha}\right)} ; \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}}$$

$$\beta = 0.006$$

α : ce calculera par itérations successives

$$\alpha_1 = 0.35 ; \alpha_2 = 0.363 ; \alpha_3 = 0.361 \text{ on prendra } \alpha = \alpha_3$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{9.9 \times 10^{-3}}{0.09 \times \left(1 - \frac{0.361}{3}\right) \times 201.6} = 6.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$ St = 20 cm

- **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

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

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

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

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

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

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{140}{500} = 0.28cm$$

$$y = 3.12 cm$$

$$I = 3904.93 cm^4$$

$$E_I = 32164.2 MPa$$

$$E_v = 10818.9 MPa$$

$$A_s = 5.56cm^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

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

$$I_0 = \frac{100 \times 13^3}{12} + 15 \times 5.56 \times \left(\frac{13}{2} - 4\right)^2$$

$$I_0 = 18829.58 cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.56}{100 \times 9} = 0.00617$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00617 \times (2 + 3)} = 3.4$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.36$$

- Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.25 KN / m^2$$

$$q_{gser} = 5.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (5.17 + 3.5) = 8.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{2} + P_{ser} \times l \Rightarrow M_{jser} = \frac{3.25 \times 1.4^2}{2} + 1 \times 1.4 = 4.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{2} + P_{ser} \times l \Rightarrow M_{gser} = \frac{5.17 \times 1.4^2}{2} + 1 \times 1.4 = 6.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{2} + P_{ser} \times l \Rightarrow M_{pser} = \frac{8.67 \times l^2}{2} + 1 \times 1.4 = 9.89 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.46 \times (0.09 - 0.0312)}{3904.93} \times 10^5 = 145.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.58 \times (0.09 - 0.0312)}{3904.93} \times 10^5 = 103.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.89 \times (0.09 - 0.0312)}{3904.93} \times 10^5 = 223.38 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 145.91 + 2.1} = 0.35$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 103.44 + 2.1} = 0.21$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00617 \times 223.38 + 2.1} = 0.51$$

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = 12084.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 9457.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 7575.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 14032.88 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{4.58 \times 1.4^2}{10 \times 32164.2 \times 12084.32} \times 10^7 = 0.023 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{6.46 \times 1.4^2}{10 \times 32164.2 \times 9457.77} \times 10^7 = 0.042 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{6.46 \times 1.4^2}{10 \times 10721.4 \times 14032.88} \times 10^7 = 0.083 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{9.89 \times 1.4^2}{10 \times 32164.2 \times 7575.91} \times 10^7 = 0.08 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.083 + 0.08 - 0.042 - 0.023 = 0.099 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.099 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{140}{500} = 0.28 \text{ cm}$$

3.3.1.3 Schéma de ferrailage

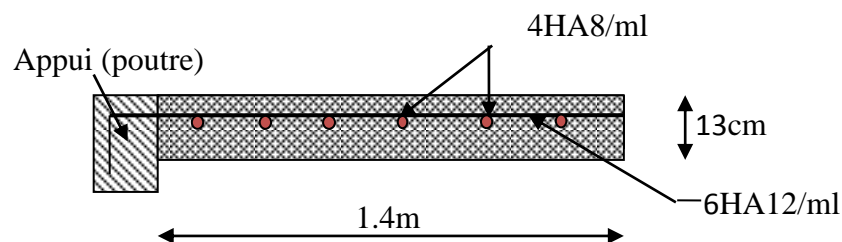
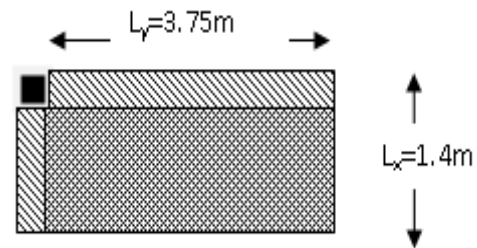


Figure 3-7 : Schéma de ferrailage du panneau D1 (balcon)

3.3.2 Panneau D1 (Dalle sur 2 appuis a l'intérieur de l'habitation FPN)

$$G = 5.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$



La dalle travaille selon un seul sens « L_x »

Figure 3-8 : Panneau de dalle D1 à l'intérieur de l'habitation

On prend : $e = 13 \text{ cm}$

3.3.2.1 Calcul a L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.22 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$P = 1 \text{ KN}$ qui est le poids du garde-corps.

(DTR B-C 2-2)

$$P_u = 1.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l) + P_u = 14.25 \text{ KN}$$

Le tableau suivant illustre les résultats de la flexion simple et les sections d'armatures choisies :

Tableau 3-10 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle

μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{opt} (cm^2/ml)	A_r (cm^2)	S_t (cm)
0.0638	0.0824	0.1064	2.95	1.04	4HA10=3.14	4HA8=2.01	25

- Vérification de l'espacement

Armatures transversales

$$S_t \leq \text{Min}(3e; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(3 \times 13; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$S_t \leq \text{Min}(4e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 13; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{\max} = 0.158 \text{MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = 1.25 \text{MPa}$$

- **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 3.14 \text{cm}^2$ et $V_{\max} = 14.25 \text{KN}$

$$\Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 14.25}{400} \times 10^{-3} = 0.4 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

3.3.2.2 Calcul a L'ELS

$$q_s = G + Q = 6.67 \text{ KN.m}$$

$$P_s = 1 \text{KN}$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l = 7.93 \text{KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

On a une fissuration peu nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton

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

Les résultats de calcul son résumé dans le tableau suivant :

Tableau3-11 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	2.78	3900.16	5.65	15

• **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots n' \text{est pas vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.083 + 0.065 - 0.041 - 0.015 = 0.091 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.091 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{140}{500} = 0.28 \text{ cm}$$

3.3.2.3 Schéma de ferrailage

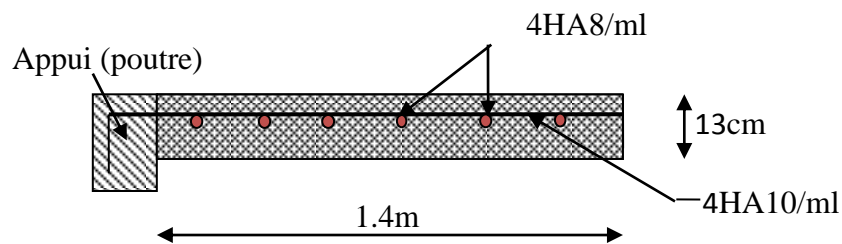


Figure 3-9 : Schéma de ferrailage de la dalle D1 à l'intérieur de l'habitation

3.3.3 Panneau D2 (Dalle sur 2 appuis (Balcon))

$$G = 5.17 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.4 \text{ m} \\ L_y = 5.1 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.27 < 0.4$$

On prend : $e = 13 \text{ cm}$

La dalle travaille selon un seul

sens « L_x »

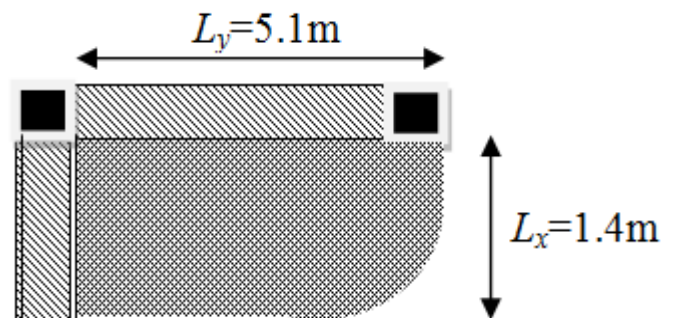


Figure 3-10 : Panneau de dalle D2

3.3.3.1 Calcul a L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.22 \text{ KN/m}^2$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = 11.97 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l) = 17.1 \text{ KN}$$

Le tableau suivant illustre les résultats de la flexion simple et les sections d'armatures choisies :

Tableau 3-12 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle

μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{opt} (cm^2/ml)	A_r (cm^2)	S_t (cm)
0.3916	0.1380	0.085	4.04	1.04	4HA12=4.52	4HA8=2.01	25

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \text{Min}(2e; 25\text{cm}) = \text{Min}(2 \times 13; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{\max} = 0.19 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa}$$

- **Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 4.52 \text{ cm}^2$ et $V_{\max} = 17.1 \text{ KN}$

$$\Rightarrow 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 17.1}{400} \times 10^{-3} = 0.49 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

3.3.3.2 Calcul a L'ELS

$$q_s = G + Q = 8.67 \text{ KN.m}$$

Après calcul RDM on obtient :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = 8.5 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier

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

$$\sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-13 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travées	2.88	3335.67	7.33	15	223.64	201.6

On remarque que :

$$\sigma_s = 223.6 > \bar{\sigma}_s = 201.6$$

\Rightarrow La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc le calcul se fera à l'ELS :

Tableau 3-14 : Résultats du redimensionnement à l'ELS

α	β	A _{ser} (calculé) Cm ²	A _s adopté Cm ²	Nbre de barres	ST (cm)
0.33	0.005	5.2	5.65	5HA12	20

- **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots n' \text{ est pas vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.063 + 0.072 - 0.03 - 0.011 = 0.094 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.094 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{140}{500} = 0.28 \text{ cm}$$

3.3.3.3 Schéma de ferrailage

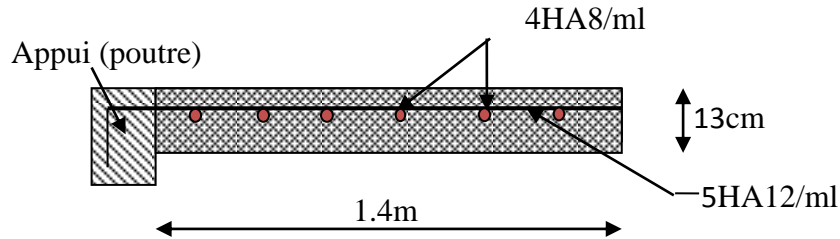


Figure 3-11 : Ferrailage du panneau de dalle D2

3.3.4 Panneau D3 (Dalle sur 3 Appuis)

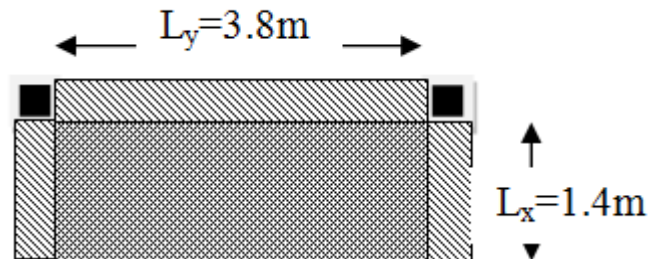
$$G = 5.17 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.36 < 0.4$$

On prend : $e = 13 \text{ cm}$

On aura donc :



$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a } \frac{L_y}{2} = 1.9 \text{ m} > L_x = 1.4 \text{ m} \text{ alors}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

3.3.4.1 Calcul à l'ELU

$$\begin{cases} M_{ox} = 23.15 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 5.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 23.15 = 19.67 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 5.58 = 4.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 23.15 = -11.57 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage**

- **En travée**

Tableau 3-15 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferraillage de la dalle en travée

	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Sens X-X	0.1714	0.2367	0.081	6.94	1.04	5HA14=7.7	20
Sens Y-Y	0.0365	0.0465	0.088	1.36	1.04	4HA8=2.01	25

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(2e; 25\text{cm}) = \text{Min}(2 \times 13; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

- **En appuis**

Tableau 3-16 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferraillage de la dalle en appuis

μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
0.1008	0.1331	0.0852	3.90	1.04	4HA12=4.52	25

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(2e; 25\text{cm}) = \text{Min}(2 \times 13; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0.05 f_{c28}$$

Tableau 3-17 : Résultats de vérification des contraintes de cisaillement

V_u^x	V_u^y	τ^{\max}	τ^{adm}	observation
5.7	9.40	0.08	1.25	Vérifier

Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 7.7 \text{ cm}^2$ et $V_{\max} = 9.4 \text{ KN}$

$$\Rightarrow 7.7 \geq \frac{1.15 \times 9.4}{400} \times 10^{-3} = 2.7 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

3.3.4.2 Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} M_{ox} = 16.42 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 16.42 = 13.96 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 3.96 = 2.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 16.42 = -8.21 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes

On a une fissuration nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier

- Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_s = 15 \bar{\sigma}_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Tableau 3-18 : Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier

y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
--------	----------------------	------------------	------------------------	------------------	------------------------

Travée (x)	3.54	4921.96	10.04	15	232.28	201.6
Travée (y)	2.04	1743.5	3.47	15	177.58	201.6
Appuis	2.88	3337.72	7.08	15	225.67	201.6

On remarque que :

$$\sigma_s = 232.28 > \overline{\sigma_s} = 201.6 \quad \text{en travée dans le sens X-X}$$

$$\sigma_s = 225.67 > \overline{\sigma_s} = 201.6 \quad \text{en appui}$$

⇒ La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc le calcul se fera à l'ELS :

Tableau 3-0-19 : Résultats du redimensionnement à L'ELS

	β	α	$A_{ser}(\text{calculé})$ Cm^2	A_s adopté Cm^2	Nbre de barres	ST (cm)
Travée(x)	0.008	0.4	8.87	9.24	6HA14	15
appui	0.005	0.33	5.08	5.65	5HA12	20

- **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche

SENS X-X

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

SENS Y-Y

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

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

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.11 + 0.067 - 0.039 - 0.024 = 0.12 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.12 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

3.3.4.3 Schéma de ferrailage

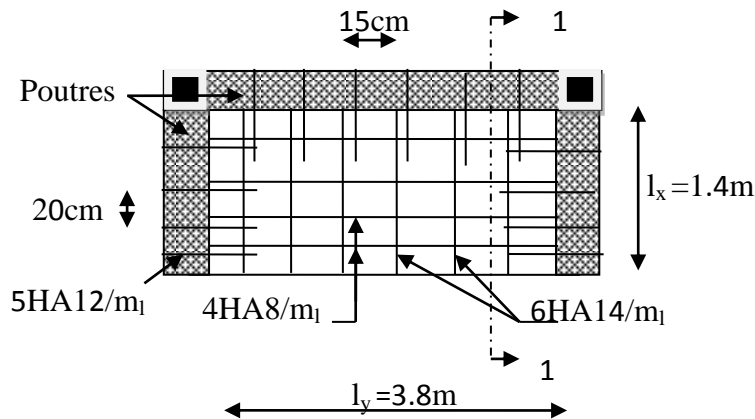


Figure 3-13 : Schéma de ferrailage du panneau de dalle D3

3.3.5 Panneau D4 (Dalle sur 4 appuis)

$$G = 5.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{matrix} L_x = 1.5\text{m} \\ L_y = 4.6\text{m} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.32 < 0.4$$

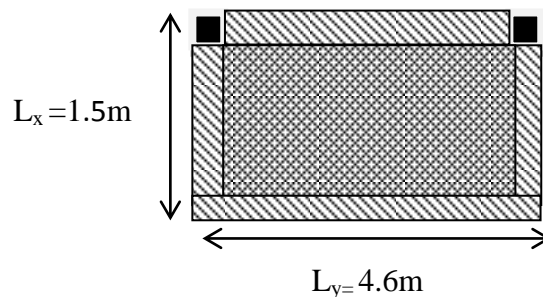


Figure 3-14 : Panneau de dalle D4

La dalle travaille selon un seul sens « L_x »,

On prend : $e = 13 \text{ cm}$

3.3.5.1 Calcul à l'ELU

$$q_u = 10.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 3.01 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant résume les résultats de la flexion simple et les sections d'armatures choisies :

Tableau 3-20 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de la dalle

Zone	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres	A _r (cm ²)	S _t (cm)
Travée	2.55	0.67	1.04	2.01	4HA8	4HA8=2.01	25
Appuis	1.55	0.40	1.04	2.01	4HA8	4HA8=2.01	25

Vérification de l'espacement

$$S_t \leq \text{Min}(3e; 33\text{cm}) = \text{Min}(3 \times 13; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

Les armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'espacement

$$S_t \leq \text{Min}(4e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 13; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau^{\max} = 0.178 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = 1.25 \text{ MPa}$$

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

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 2.01 \text{ cm}^2$ et $V_{\max} = 16.08 \text{ KN}$

$$\Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 16.08}{400} \times 10^{-3} = 0.46 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

3.3.5.2 Calcul a L'ELS

$$q_s = 7.67 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 2.15 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

On a une fissuration peu nuisible \Rightarrow on vérifie la contrainte de compression dans le

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

Les résultats de calcul son résumé dans le tableau suivant :

Tableau3-21 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	2.29	2689.11	1.83	15

- **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

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

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

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

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.014 + 0.007 - 0.004 - 0.003 = 0.013 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.013 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ cm}$$

3.3.5.3 Schéma de ferrailage

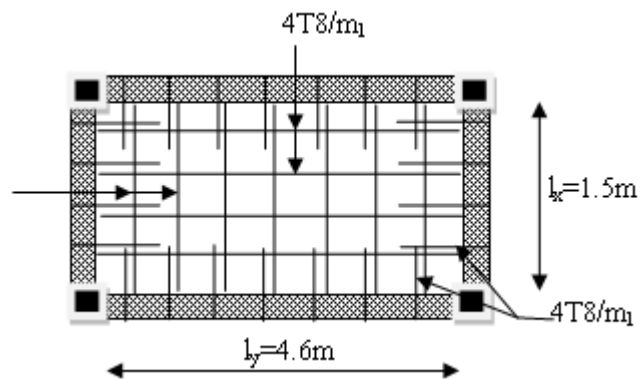


Figure 3-15 : Schéma de ferrailage du panneau de dalle D4

3.4 ETUDE DES ESCALIERS

3.4.1 Type 1 (escalier une seule volée)

Poids de la volée

Tableau3-22 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 1

Matériaux	Epaisseur	Poids (KN/m ²)	G(KN/m ²)
Carrelage	2 cm	22	0.44
Mortier de pose	2 cm	20	0.4
Lit de sable	2 cm	18	0.36
Marche	18 cm	22	1.98
paillasse	13 cm	25	4
Enduit de ciment	1.5 cm	18	0.27
TOTAL			7.45

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

3.4.1.1 Calcul des Sollicitations

A L'ELU

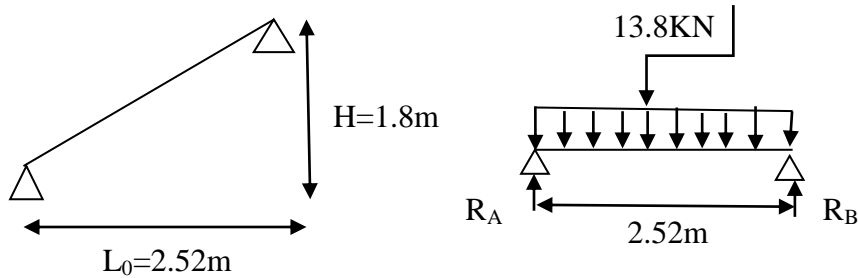


Figure 3-16 : Schéma statique de l'escalier type 1

$$q_{vu} = 1,35 G + 1,50 Q = 1,35 \times 7,45 + 1,5 \times 2,5 = 13,80 \text{ KN/m}$$

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{13,80 \times 2,52}{2} = 17,39 \text{ KN}$$

$$M_A = M_B = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{13,8 \times 2,52^2}{8} = 10,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 8,21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -5,48 \text{ KN.m}$$

3.4.1.2 Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100x13) cm².

Tableau 3-23 : Résultats du calcul à la flexion simple et ferrailage de l'escalier

Zone	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	N ^{brs} barres	A _r (cm ²)	S _t (cm)
Travée	8.21	2.22	1.32	3.14	4HA10	4HA8=2.01	25
Appuis	5.4	1.45	1.32	2.01	4HA8	4HA8=2.01	25

3.4.1.3 Vérifications à L'ELU

- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{\text{adm}} = 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \text{ avec : } V = R_A = 17,39 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{17.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.158 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0.9 \times d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $V = 17.39 \text{ KN}$

$M_a = -5.48 \text{ KN}$

$$\Rightarrow A_s \geq (17.39 \times 10^{-3} - \frac{5.48 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.11}) / 348 = -0.306 \text{ m}^2 < 0.$$

\Rightarrow Aucune vérification à faire.

- **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \text{Min}(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures longitudinales})$$

$$S_t \leq \text{Min}(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée} \quad (\text{armatures transversales})$$

3.4.1.4 Vérifications à L'ELS

$$q_{vs} = G + Q = 7.45 + 2.5 = 9.95 \text{ KN/m.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile.

- **Etat limite de compression du béton**

Dans ce cas il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

Tableau 3-24 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	$M_{ser}(KN.m)$	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	5.71	2.79	3918.97	4.2	15
Appuis	3.945	2.29	2687.6	3.36	15

- **Vérification à l'état limite de déformation**

Si les 03 conditions suivantes sont vérifiées alors pas de vérification à la flèche :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots(I)$$

$$2) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots\dots\dots(II)$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(III)$$

$$(III.) \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{0,13}{2,52} = 0,051 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

La relation (III) n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche ; dans ce cas la flèche totale doit être comparée aux valeurs admissibles suivantes :

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

$$\text{Nous avons : } l = 3,60 \leq 5 \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,504 \text{cm}$$

f_{gi} et f_{gv} : Flèche instantanée et différée simultanément due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

f_{qi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes supportés par l'élément considéré.

$$f_{gi} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; \quad f_{gv} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} .$$

$$E_i = 32164,2$$

$$E_v = 10818,9 \text{ MPa.}$$

- **Calcul à l'ELS**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 11} = 0.00285$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00285 \times (2 + 3)} = 7.36$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.947$$

- **Calcul du moment d'inertie I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d_0\right)$$

$$I_0 = 100 \times 11^3 / 12 + 15 \times 3.14 \times (5.5 - 2) \Rightarrow I_0 = 11256.51 \text{ cm}^4$$

Tableau 3-25 : Les différents cas de charges de l'escalier type 1

	J (KN/m ²)	g (KN/m ²)	p (KN/m ²)
Volée	5.98	7.45	9.95

- **Les moments**

$$M_J = 0.75 \frac{J l^2}{8} = 4.74 \text{ KNm}$$

$$M_g = 0.75 \frac{g l^2}{8} = 5.91 \text{ KNm}$$

$$M_p = 0.75 \frac{M \cdot l^2}{8} = 7.89 \text{ KNm}$$

- **Les contraintes**

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.91(0.11 - 0.02)}{3918.97} \times 10^5 = 203.586 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.74 \times (0.11 - 0.02)}{3918.97} \times 10^5 = 153.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{7.89(0.11 - 0.02)}{3918.97} \times 10^5 = 271.79 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00285 \times 203.586 + 2.1} = 0.168$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00285 \times 153.98 + 2.1} = 0.046$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00285 \times 271.79 + 2.1} = 0.293$$

- Les moments d'inertie fictifs

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

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fji} = 9250.36 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 5536.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 3261.209 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 8281.85 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{4.74 \times 2.52^2}{10 \times 32164.2 \times 9250.36} \times 10^7 = 0.101$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{5.91 \times 2.52^2}{10 \times 32164.2 \times 5536.45} \times 10^7 = 0.21 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{5.91 \times 2.52^2}{10 \times 10721.4 \times 8281.85} \times 10^7 = 0.167 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{7.89 \times 2.52^2}{10 \times 32164.2 \times 3261.209} \times 10^7 = 0.189 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.167 + 0.189 - 0.21 - 0.101$$

$$\Delta f = 0.045 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{252}{500} = 0.504 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

3.4.1.5 Schéma de ferrailage

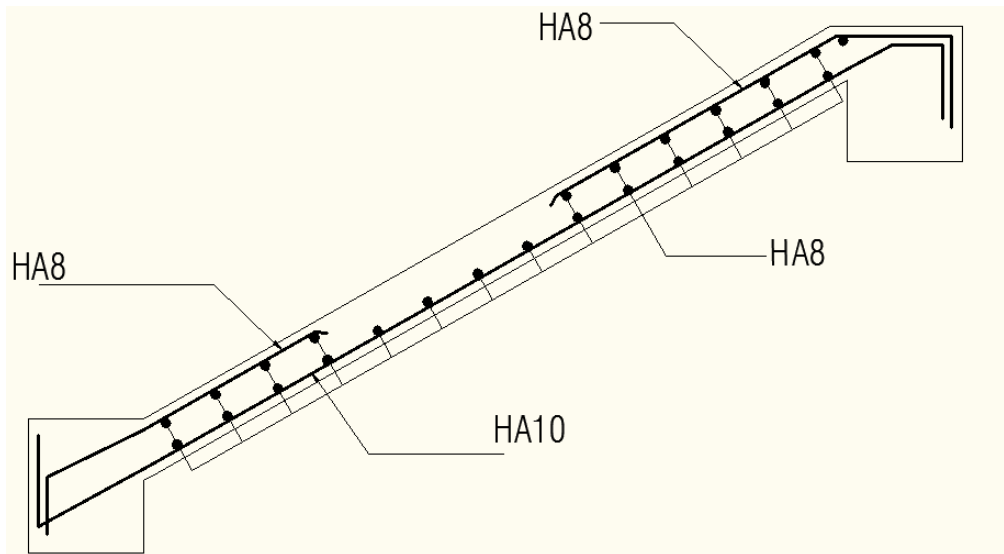


Figure 3-17 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

3.4.2 Type 2 (Escalier a deux volées)

3.4.2.1 Evaluation des charges permanentes des escaliers

La charge de la volée

Tableau 3-26 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 2

Matériaux	Epaisseur	Poids (KN/m ²)	G(KN/m ²)
Carrelage	2 cm	22	0.44
Mortier de pose	2 cm	20	0.4
Lit de sable	2 cm	18	0.36
Marche	15 cm	22	1.65
paillasse	18 cm	25	5.16
Enduit de ciment	1.5 cm	18	0.27
TOTAL			8.28

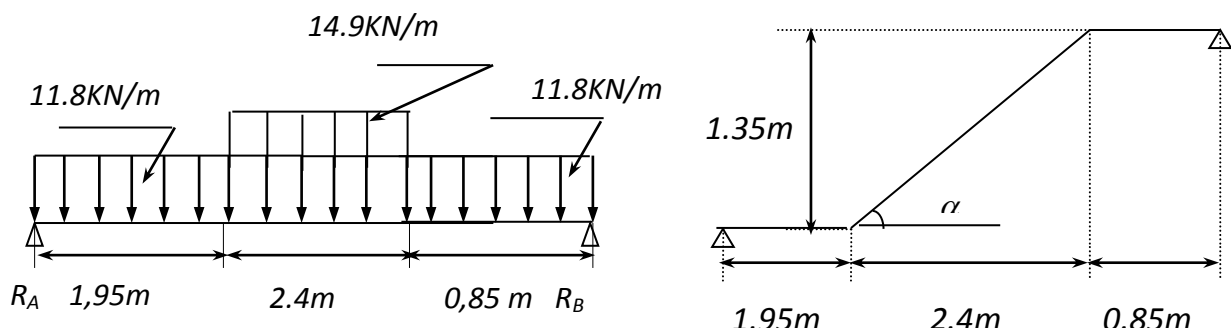
La charge du palier de repos**Tableau 3-27** : Evaluation des charges du palier de l'escalier type 2

Matériaux	Epaisseur	Poids (KN/m ²)	G(KN/m ²)
Carrelage	2 cm	22	0.44
Mortier de pose	2 cm	20	0.4
Lit de sable	2 cm	18	0.36
Poids propre	18 cm	25	4.5
Enduit de ciment	1.5 cm	18	0.27
TOTAL			5.9

3.4.2.2 Calcul des Sollicitations

$$q_{pu} = 1.35 G + 1.50 Q = 1.35 \times 6.47 + 1.5 \times 2.5 = 11.8 \text{ KN/m.}$$

$$q_{vu} = 1.35 G + 1.50 Q = 1.35 \times 8.85 + 1.5 \times 2.5 = 14.9 \text{ KN/m}$$

**Figure 3-18** : Schéma statique de l'escalier deux volées

Après calcul RDM

$$5.2 \times R_A - 11.8 \times \left[1.95 \times \left(\frac{1.95}{2} + 2.4 + 0.85 \right) \right] - 14.9 \times \left[2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 0.85 \right) \right] - 11.8 \times \frac{0.85^2}{2} = 0$$

$$R_A = 33.6 \text{ KN.}$$

$$R_B = 35.2 \text{ KN}$$

$$M_0 = 46.1 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 34.57 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,50 \cdot M_0 = 23.05 \text{ KN.m}$$

3.4.2.3 Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100x20) cm².

Tableau 3-28 : Valeurs des armatures longitudinales et transversales

	M (KN.m)	A _{s cal} /ml (cm ²)	A _{s min} /ml (cm ²)	barres	S _t (cm)	A _r /ml (cm)	S _t (cm)
En travée	34.57	6.52	1.9	5HA14=7,70cm ²	20	4T8	25
En appuis	23.05	4.28	1.9	4HA12=4.52cm ²	25	4T8	25

3.4.2.4 Vérifications à L'ELU

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

avec : V = R_B = 35.2KN

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{35.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0,22 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0,9.d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : V = 35.2KN

M_a = -23.05KN.m

$$\Rightarrow A_s \geq (35.2 \times 10^{-3} - \frac{23.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) / 348 = -0,00035 \text{ m}^2 < 0. \text{ Aucune vérification à faire.}$$

- **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \text{Min}(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \text{ vérifiée (armatures longitudinales).}$$

$$S_t \leq \text{Min}(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \text{ vérifiée (armatures transversales).}$$

3.4.2.5 Vérification à l'ELS

$$q_{ps} = G + Q = 6.47 + 2.5 = 8.97 \text{ KN/m.}$$

$$q_{vs} = G + Q = 8.85 + 2.5 = 11.35 \text{ KN/m.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile.

- **Etat limite de compression du béton**

Dans ce cas il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

Tableau 3-29 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	17.25	5.4	23585.6	3.94	15
Appuis	11.5	4.3	15375.6	3.21	15

- **Vérification à l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \text{ n'est pas vérifiée}$$

La relation n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche.

Tableau 3-30 : Les différents cas de charge de l'escalier type 2

	J (KN/m ²)	g (KN/m ²)	q (KN/m ²)
Paillasse	7.38	8.85	11.35
Palier	5	6.47	8.97

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.246 + 0.204 - 0.128 - 0.087$$

$$\Delta f = 0.235 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm}$$

3.4.2.6 Schéma de ferrailage

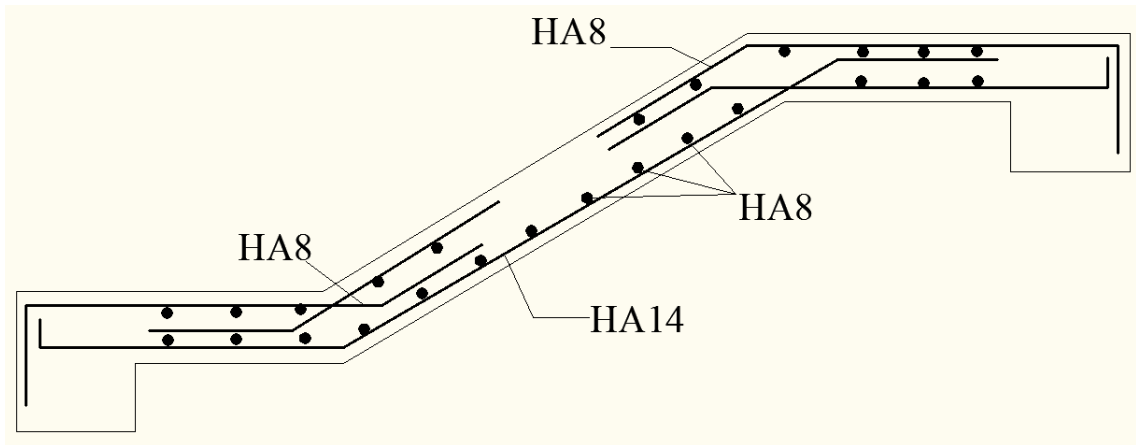


Figure 3-19 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

3.4.2.7 Calcul des poutres palières

On se contentera de calculer la poutre palière du palier départ vue que les efforts dans ces poutres sont presque identiques

a) Poutre Palière (palier de départ)

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

- Calcul à la flexion

- Dimensionnement de la poutre : on doit vérifier la condition

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow h = 35cm \quad \text{et} \quad b=30cm$$

L'exigence du RPA99 version 2003

- 1) $b \geq 20 \text{ cm}$ on a $30 > 20 \text{ cm}$vérifiée.
- 2) $h \geq 30 \text{ cm}$ on a $35 > 30 \text{ cm}$vérifiée.
- 3) $\frac{h}{b} = 1.16cm < 4cm$ vérifiée.

- Les sollicitations

Poids propre de la poutre :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/m}$$

Réaction (ELU) :

$$R_A = 33.6 \text{ KN}$$

Poids du mur :

$$g = \gamma_e h = 9 \times 0.15 \times 2.7 = 3.64 \text{ KN/m}$$

Calcul de moment

A l'ELU:

$$q_u = 1.35 (g + g_0) + R_A = 1.35 (3.64 + 2.625) + 33.6 = 42.05 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = 79.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_0 = 59.28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = -0.5 M_0 = -39.52 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = (q_u \times l) / 2 = 81.9 \text{ KN/m}$$

- Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh) = (100x20) cm².

Tableau 3-31 : Ferrailage de la poutre palière

	M (KN.m)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	barres	S _t (cm)
En travée	59.28	5.54	1.19	3HA16 = 6.03cm ²	20
En appuis	39.52	3.6	1.19	3HA14 = 4.62cm ²	25

L'exigence du **RPA Art 7.5.2.1** : A_{min} = 0.5% b.h = 5.25cm²

- Vérification à l'ELU

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{81.9 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.82 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Armatures transversales en flexion

Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{10}, \frac{350}{35}, 14\right) = 10 \text{ mm}$$

On prend $\leq 8 \text{ mm}$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le RPA.99, on a $A_t = 0.3\% S_t \times b$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit: 3HA8=1.5 cm² (Cadre + épingle)

Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.5 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 50 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 29.70 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})} = 84.21 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant

En Travée

$$A_l = 6.16 \text{ cm}^2 \geq \left[V_u - \frac{M_a / 0.9 \times d}{f_e / \gamma_s} \right] = \left(81.9 \times 10^{-3} - \frac{39.52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33} \right) \times \frac{1.15}{400} < 0$$

⇒ Pas de vérification à faire

En appui

$$A_l = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \left[V_u - \frac{M_a / 0.9 \times d}{f_e / \gamma_s} \right] = \left(81.9 \times 10^{-3} - \frac{39.52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33} \right) \times \frac{1.15}{400} = 2.14 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas de vérification à faire

- Vérifications à L'ELS

$$q_s = (3.64 + 2.625) + 23.57 = 29.83 \text{ KN/m}$$

$$M_{0 \text{ ser}} = 56.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0.75 M_0 = 42.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = -0.5 M_0 = -28.36 \text{ KN.m}$$

Etats limite de compression de béton

.La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-32 : Résultats de calcul des contraintes de béton :

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	42.54	11.50	57921.51	8.71	15
Appuis	28.36	10.25	46636.64	6.23	15

État limite de déformation**Vérification de la flèche**

Toutes les conditions sont vérifiées \Rightarrow Pas besoin de vérifier la flèche

- **Calcul à la torsion**

$$M_{tor} = M_a^{esc} = -0.5M_0 = -0.5 \times 46.1 = -23.05 \text{ KN.m/ml}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e}$$

$$e = \frac{\phi}{6} \text{ avec } \phi = \min(b, h) = 30 \text{ cm}$$

$$e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (30 - 5)(35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{tor} = \frac{23.05 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.07 \text{ Mpa}$$

Il faut vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2}$$

$$\tau = \sqrt{0.82^2 + 3.07^2}$$

$$\tau = 3.17 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5Mpa\right) = 3.33Mpa$$

$$\tau = 3.17Mpa < \bar{\tau} = 3.33Mpa$$

Donc pas de risque de cisaillement si les dimensions de la poutre sont 30 x 35cm.

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_t \mu \gamma_s}{2\Omega f_e}$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1m$$

$$A_l = \frac{23.05 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 4.85cm^2$$

- **Armatures transversales en torsion**

$$\frac{A_t f_e}{t \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2\Omega} \text{ si on fixe } t=20cm$$

$$A_t = \frac{M_{tor} t \gamma_s}{2\Omega f_e} = \frac{23.05 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.883cm^2$$

On opte pour 3HA8 = 1.5 cm²

- **Ferraillage**

La section de ferraillage totale (A_T) est calculée en : flexion + torsion et elle est donnée par :

En appuis :

$$A_T = 4.62 + 2.425 = 7.04 \text{ cm}^2$$

On adopte : A_T = 5 HA14 = 7.7cm².

En travée :

$$A_T = 6.03 + 2.425 = 8.455 \text{ cm}^2$$

On adopte: A_T = 3HA16+2HA14= 9.16 cm²

3.4.2.8 Schéma de ferrailage

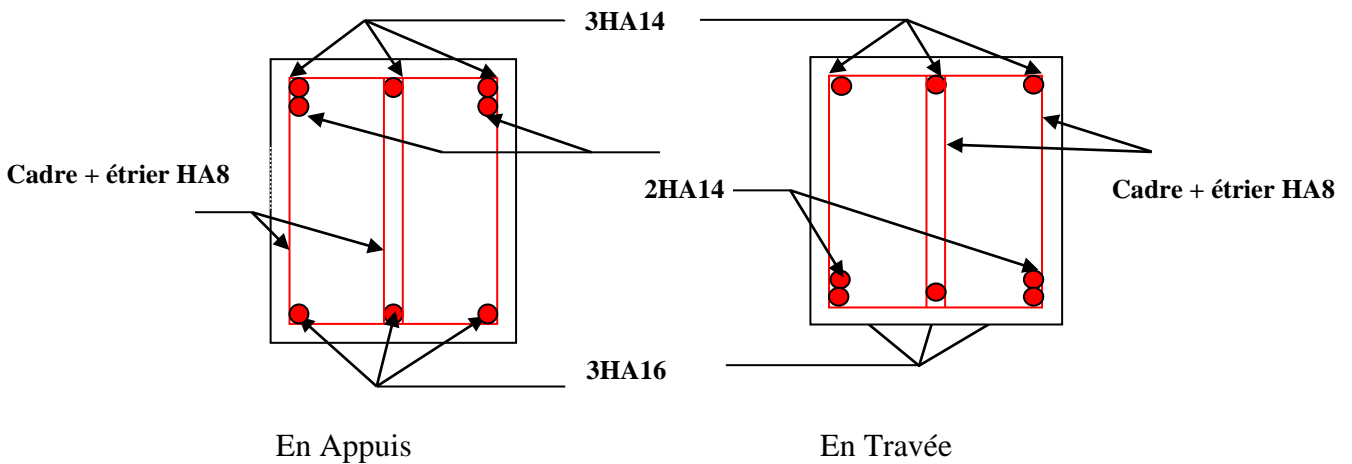


Figure 3-20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (palier de départ)

3.4.3 TYPE 3 (Escalier 3 volées RDC et étage courant)

On a l'escalier à trois volets du RDC et d'étages courants sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui des étages courants.

3.4.3.1 Evaluation des charges permanentes des escaliers

Le poids propre de la volée

Tableau 3-33 : Evaluation des charges de la volée de l'escalier type 3

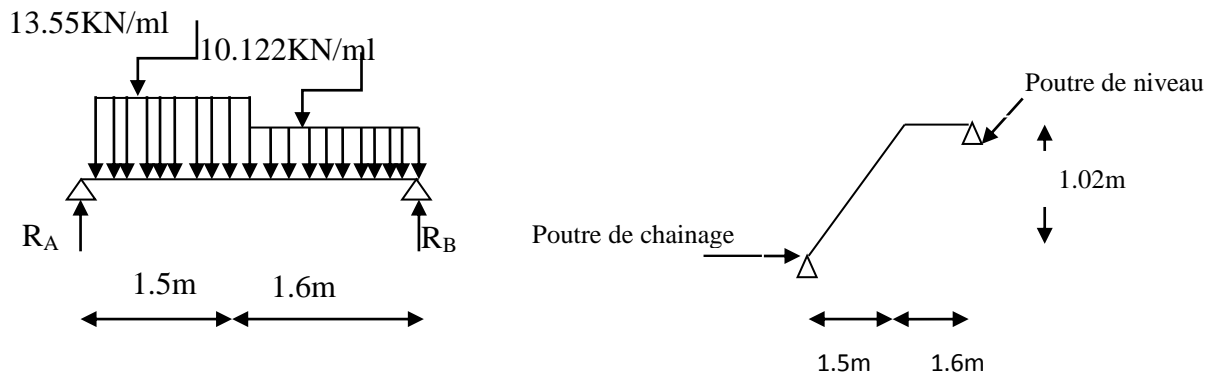
Matériaux	Epaisseur	Poids (KN/m ²)	G(KN/m ²)
Carrelage	2 cm	22	0.44
Mortier de pose	2 cm	20	0.4
Lit de sable	2 cm	18	0.36
Marches	17 cm	22	1.87
paillasse	13 cm	25	3.92
Enduit de ciment	1.5 cm	18	0.27
TOTAL			7.26

Le poids propre du palier de repos**Tableau 3-34** : Evaluation des charges du palier de l'escalier type 3

Matériaux	Epaisseur	Poids (KN/m ²)	G(KN/m ²)
Carrelage	2 cm	22	0.44
Mortier de pose	2 cm	20	0.4
Lit de sable	2 cm	18	0.36
Poids propre	13 cm	25	3.25
Enduit de ciment	1.5 cm	18	0.27
TOTAL			4.72

3.4.3.2 Calcul de la 1^{ère} et 3^{ème} volée

à L'ELU

**Figure 3-21** : Schéma statique de l'escalier type 3 (1^{er} et 3^{ème} volée)**- Calcul des Sollicitations**

$$q_{pu} = 1,35 G + 1,50 Q = 1,35 \times 4,72 + 1,5 \times 2,5 = 10,122 \text{ KN/m.}$$

$$q_{vu} = 1,35 G + 1,50 Q = 1,35 \times 7,26 + 1,5 \times 2,5 = 13,55 \text{ KN/m}$$

Après calcul RDM

$$R_A = 19,6 \text{ KN}$$

$$R_B = 16,93 \text{ KN}$$

$$M_0 = 14,16 \text{ KNm}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 10,62 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -7,08 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

Le calcul ce fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3-35 : Résultats de ferraillage de l'escalier type 3 (1^{er} et 3^{eme} volée)

	M(KN.m)	A_s calculée	A_{smin}	barres	A_r	S_t (cm)
En travée	10.62	2.86 cm ²	1.32cm ²	4HA10 = 3.14cm ²	4HA8	25
En appuis	7.08	1.89 cm ²	1.32cm ²	4HA8 = 2.01cm ²	4HA8	25

- **Vérifications à L'ELU**

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 f_{c28}$$

avec : $V = R_A = 19.6 \text{KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{19.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0,178 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{(V + \frac{M_a}{0.9.d})}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$V = 19.6 \text{KN}$

$M_a = -7.08 \text{KN.m}$

$$\Rightarrow A_s \geq (19.6 \times 10^{-3} - \frac{7.08 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.11}) / 348 = -0,000149 \text{m}^2 < 0. \quad \text{Aucune vérification à faire.}$$

- **Vérification des espacements :**

$S_t \leq \text{Min}(3e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > 25 \text{cm}$ vérifiée (armatures longitudinales)

$S_t \leq \text{Min}(4e; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} > 25 \text{cm}$ vérifiée (armatures transversales)

• **Vérifications à L'ELS**

$$q_{ps} = G + Q = 4.72 + 2.5 = 7.22 \text{ KN/m.}$$

$$q_{vs} = G + Q = 7.26 + 2.5 = 9.76 \text{ KN/m}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile.

- **Etat limite de compression du béton**

Dans ce cas il faut vérifier

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

Tableau 3-36 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _{bc} (MPa)
Travées	7.62	2.78	3900.4	5.43	15
Appuis	5.08	2.29	2688.41	4.32	15

- **Vérification à l'état limite de déformation**

La condition suivante n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(III)$$

$$(III.) \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{0.13}{3.1} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Tableau 3-37 : Les différent cas de chargement de l'escalier type 3 (1^{er} et 3^{eme} volée)

	J (KN/m ²)	g (KN/m ²)	q (KN/m ²)
Paillasse	5.8	7.27	9.77
Palier	3.25	4.72	7.22

$$\Delta f = 0.067 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

3.4.3.3 Schéma de ferrailage

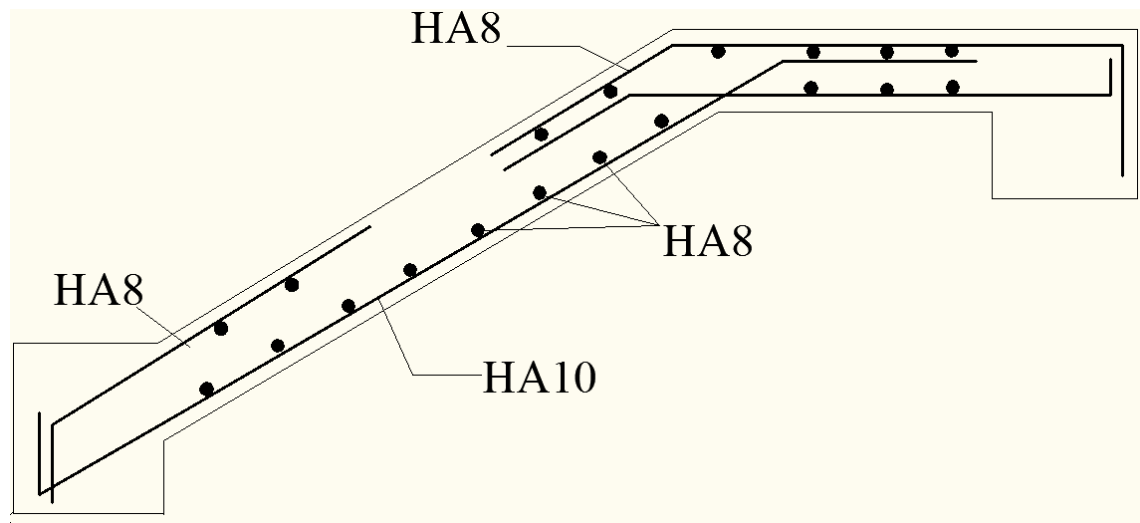


Figure 3-22 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 3 (1^{er} et 3^{eme} volée)

3.4.3.4 Calcul de la 2^{eme} volée

- Calcul des Sollicitations

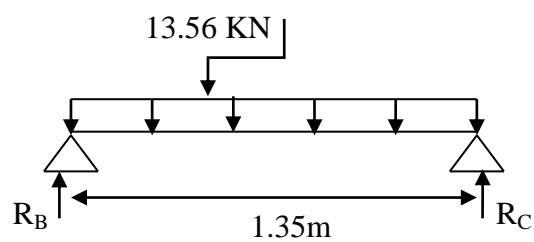


Figure3-23 : Schéma statique de l'escalier type 3 (2^{eme} volée)

$$q_{vu} = 1,35 G + 1,50 Q$$

$$q_{vu} = 1,35 \times 7,27 + 1,5 \times 2,5 = 13,56 \text{ KN/ml}$$

Tableau 3-38: Valeurs des armatures longitudinales et transversales

	M (KN.m)	A_s calculée	A_{smin}	barres	A_r	S_t (cm)
En travée	2.316	0.6 cm ²	1.32cm ²	4HA8 = 2.01cm ²	4HA8	25
En appuis	1.54	0.4 cm ²	1.32cm ²	4HA8 = 2.01cm ²	4HA8	25

- **Vérifications à L'ELU**
- **Vérification à l'effort tranchant**

Etat de fissuration étant Peu Préjudiciable, d'où :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \text{ avec : } V = R_A = 9.153 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.083 \text{ MPa.} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \frac{\left(V + \frac{M_a}{0,9.d} \right)}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } V = 9.153 \text{ KN.}$$

$$M_a = -1.54 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow -1.83 \times 10^{-5} \text{ m}^2 < 0.$$

Aucune vérification à faire.

- **Vérifications à L'ELS**

$$q_{vs} = G + Q = 7.27 + 2.5 = 9.77 \text{ KN/m}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile

- **Etat limite de compression du béton :**

Tableau3-39 : Résultats de calcul des contraintes du béton

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	1.71	2.29	2687.6	1.45	15
Appuis	1.14	2.29	2687.6	0.97	15

- **Vérification de la flèche**

Les trois conditions sont vérifiées donc on a pas besoin de vérifier la flèche.

3.4.3.5 Calcul de la poutre brisée

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcule sa poutre brisée et se sera le même ferrailage pour celle de l'escalier d'étage courant.

Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Soit : h=35cm et b=30cm

Elle est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion

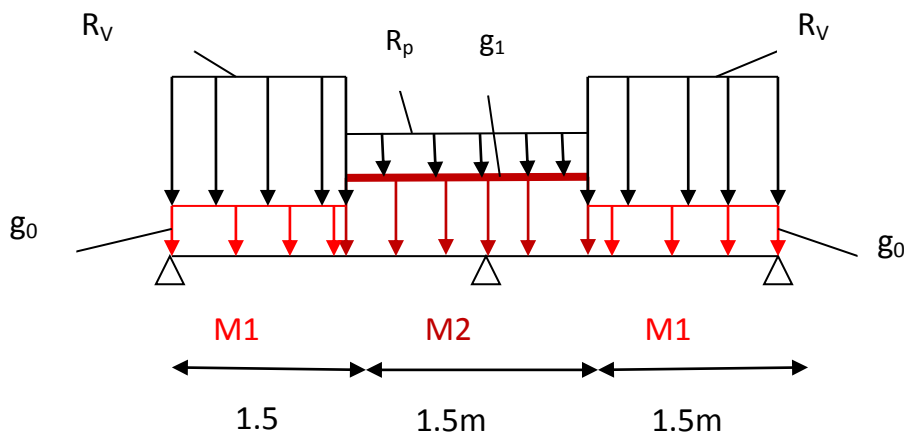


Figure 3-24 : Schéma statique de la poutre brisée

a) Calcul à L'ELU

- Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml (poids propre de la partie horizontale).}$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.3 / \cos 35.6 = 3.23 \text{ KN/ml (poids propre de la partie inclinée).}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier ;

$$R_V = 16.93 \text{ KN/ml et } R_p = 9.153 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$$R_A = R_C = 17.42 \text{ KN.}$$

$$R_B = 47.98 \text{ KN.}$$

$$V = 24 \text{ KN.}$$

Tableau 3-40 : Résultats de calcul des moments et leurs ferrailage correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement

	Moment(KNm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	τ_{fs}
En travée	6.264	1.01	0.28
Appuis int	5.9	1.01	0.28
Appuis de rive	1.76	1.01	0.28

- Calcul à la Torsion :

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dus aux différentes parties de l'escalier.

$$- M_1 = 7.08 \text{ KN.m par mètre, dû à la partie AC et FH.}$$

$$- M_2 = 1.54 \text{ KN.m par mètre, dû à la partie DE.}$$

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_T^{max} = 2 \times M_1 \times 1.5 + M_2 \times 1.6 = 23.7 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$A_i = \frac{M_T \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.075 \text{ m}^2 \quad \text{avec } e = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$U = \frac{4}{3}b + 2h = 1.1 \text{ m}$$

$$A_I = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \cdot \Omega \cdot e} = 3.16 \text{ MPa}$$

Pour le ferrailage longitudinal on procède comme suit :

$$A_s = A_{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_{\text{torsion}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A = 3.18 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 3.8 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui int : } A = 3.18 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 3.8 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui de rive : } A = 3.18 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 3.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_T^2} = 3.17 < 3.33 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_{fst} + A_T$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau3-41 : Résultats de calcul des armatures transversales

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$	$A_t^{\min} = 0.4 \times e \times S_t / f_e = 0.1 \text{ cm}^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3 f_t) S_t / 0.8 f_e \rightarrow$ $A_t < 0$	$A_t = M_T \times S_t / (2\Omega \times f_t) = 1.49 \text{ cm}^2$

$A_{\text{total}} = 1.44 \text{ cm}^2$ soit un cadre HA8 et un épingle HA8 = 1.51 cm²

b) Vérification à l'ELS

- l'état limite de compression de béton

Tableau 3-42 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	8.5	3.59	34426.02	1	15
Appuis	5.29	3.59	34426.02	0.6	15

3.4.4 Schéma de ferrailage

Comme on a le même ferrailage aux appuis et en travée alors on va illustrer un seul schéma de ferrailage.

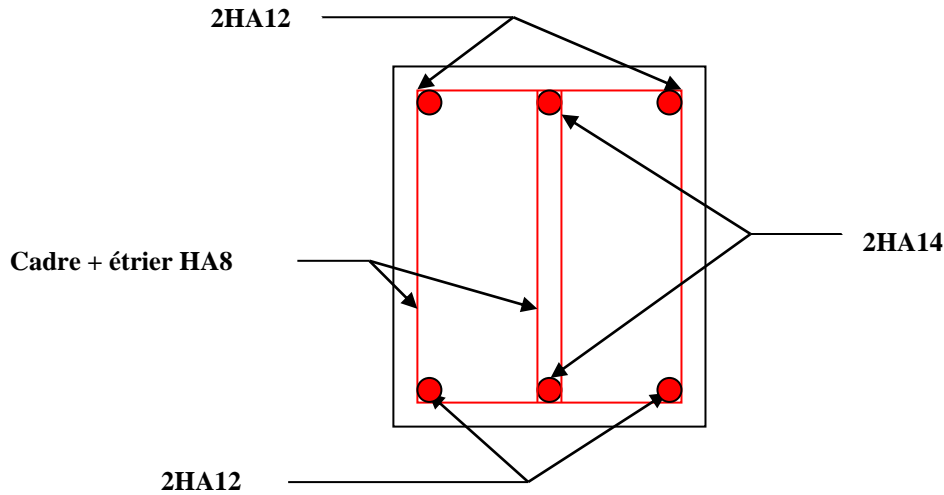


Figure 3-25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée

3.5 Etude des poutres de chainages

3.5.1 Dimensionnement :

$$L_{\max} = 4.3m$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 28.66cm \leq h \leq 43cm \text{ Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 30cm; b \geq 20cm$$

On adopte : $h = 35cm$; $b = 30cm$.

3.5.2 Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids de la volée : } P_v = 7.26 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.26) \Rightarrow P_u = 13.34 \text{ KN/ml;}$$

$$P_s = 7.26 + 2.625 = 9.885 \text{ KN/ml}$$

3.5.2.1 Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 30.83 \text{ KN.m}; \quad M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 23.12 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0.5 M_u = -15.41 \text{ KN.m}$$

Tableau3-43 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_s calculé (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	23.12	0.0575	0.0767	0.271	2.44	1.18	3HA12=3.39
En appui	15.41	0.0396	0.0506	0.274	1.61	1.18	3HA10=2.36

- Vérifications à l'E.L.U

- Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 28.68 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.341 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- L'espacement (CBA Art A.5.1.2.3)

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

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.341 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$.On prend $St = 15 \text{ cm}$

- **Vérification à l'E.L.S**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 22.84 \text{KNm.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 17.13 \text{KNm}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_S = 11.42 \text{KNm}$$

Tableau 3-44 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	17.13	8.19	25448.907	5.51	15
Appuis	11.42	7.03	19041.11	4.21	15

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.075;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.5.3 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

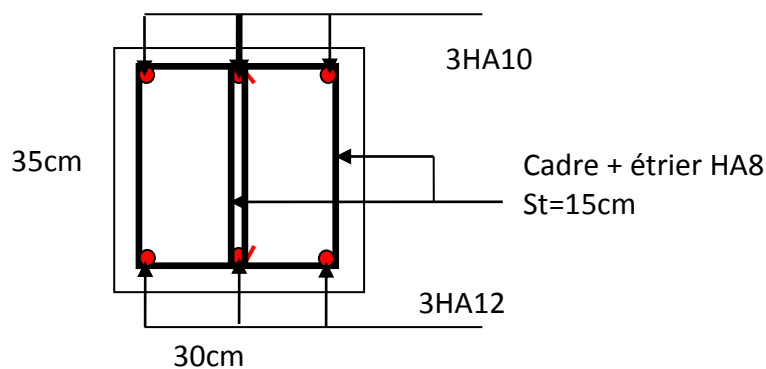


Figure 3-26 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.6 Etude de l'ascenseur

3.6.1 Définition

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

- L : Longueur de l'ascenseur=185cm.
- l : Largeur de l'ascenseur=160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur=200cm.
- 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 $V = 1m/s$.

3.6.2 Etude de la dalle de l'ascenseur

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

On a $l_x = 1.60m$ et $l_y = 1.85m$ donc une surface $S = 2.96m^2$.

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{1.60}{20} = 0.08m \text{ Soit } e = 20cm.$$

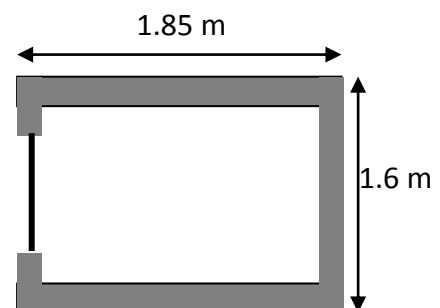


Figure 3-27 : Cage d'ascenseur

3.6.2.1 Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

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

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

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2.96} = 48.98 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 55.08 \text{ KN/m}^2.$$

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

a) Cas d'une charge répartie

- **Calcul des sollicitations**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 74.36 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.44 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.65 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments réels**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.024 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.65 \text{ KNm}$$

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

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.832 \text{ KNm}$$

- **Calcul du ferrailage**

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

Les résultats de calcul en flexion simple sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-45 : Résultats de calcul des armatures longitudinales

Sens		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)
travée	x-x	8.024	1.34
	y-y	5.65	0.99
appui	y-y	2.832	0.45
	x-x		

- **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

En travée

On calcule A_{\min} :

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

On a des aciers (HA), feE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.8$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.712cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 1.34cm^2/ml < A_{\min} = 1.712cm^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 0.99cm^2/ml < A_{\min} = 1.6cm^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc on ferraille les deux sens avec $A = 4HA8 = 2.01 cm^2$

En Appuis

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.712cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = A_t^y = 0.45 cm^2/ml < A_{\min}$$

Donc on ferraille avec A_{\min} , $A_t^x = A_t^y = 4HA8 = 2.01 cm^2$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **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**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau^{adm} = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 38.14\text{KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 24.67\text{KN}$$

$$\tau_u < \tau^{adm}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

• **Vérification à l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 55.08 + 1 = 56.08\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.125\text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.44\text{KNm}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.9\text{KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.47\text{KNm}$$

- Vérification des contraintes

Tableau3-46 : Résultats de calcul des contraintes

	M_{ser}	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Sens // l_x	6.9	3	7683.75	2.7	15	Vérifiée
Sens // l_y	5.47	2,91	6870.1	2.31	15	Vérifiée

b) 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'.

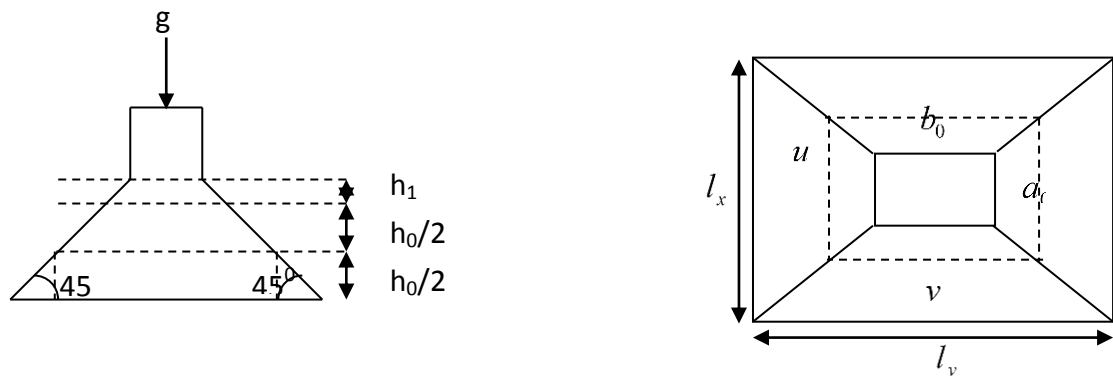


Figure 3-28 : Schéma représentant la surface d'impact.

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

$$\text{On a une vitesse } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 120\text{cm} \\ b_0 = 120\text{cm} \end{cases}$$

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

Donc :

$$\begin{cases} u = 120 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 150\text{cm}. \\ v = 120 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 150\text{cm}. \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

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

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.93 \text{ et } \rho = 0.86$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.81 \text{ et } \rho = 0.86$$

En se référant à l'abaque PIGEAU (**Annexe II**) on trouve $M_1 = 0.055$ et $M_2 = 0.043$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

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

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.368 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 4.19 \text{ KNm} \end{cases}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.23 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.86 \text{ KNm}$$

μ_x et μ_y Sont donnée par **(Annexe I)**

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.6 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.05 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.3M_x = 1.98 \text{ KN.m} , M_{ay} = 0.3M_y = 1.515 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 5.61 \text{ KN.m} , M_{ty} = 0.85M_y = 4.3 \text{ KN.m}$$

- **Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de longueur et en prenant $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-47 : Résultats de calcul des armatures longitudinales

sens		M (KNm)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
travée	x-x	5.61	0.92	0.92
	y-y	4.3	0.7	0.92
appuis	x-x	1.98	0.32	0.43
	y-y	1.515	0.24	0.43

- **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

En travée

$$A_t^x = 0.92cm^2 / ml = A_{min}^x = 0.92cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 0.7cm^2 / ml < A_{min}^y = 0.92cm^2 / ml.$$

On opte : 4HA8=2.01cm²/ml

En appui

$$A_t^x = 0.32 cm^2 / ml < A_{min}^x = 0.92cm^2 / ml$$

$$A_t^y = 0.24 cm^2 / ml < A_{min}^y = 0.92cm^2 / ml$$

On opte : 4HA8=2.01cm²/ml

Diamètre maximal des barres

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi = 8mm \leq 20mm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des armatures**

Selon Lx: $St \leq \min(3h_0; 33cm) = 33cm \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

Selon Ly: $St \leq \min(4h_0; 45cm) = 45cm \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

- **Vérification au poinçonnement**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91 Art H. III.10})$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (150 + 150)$$

$$U_c = 600cm.$$

$$p_u = 97.60KN$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 900KN$$

$$p_u \leq 900KN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

$$U=V \Rightarrow T_U = T_V = \frac{q_{ult}}{2U + V} = \frac{9.73.10^{-3}}{3U} = 0,021MPa$$

$$\tau_u = \frac{0,021}{1,0,18} = 0,116MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à L'ELS**

- Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3KN.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 4.6KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 3.83KNm. \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.9 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.63 \text{KNm}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.5 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.46 \text{KNm} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 4.675 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 3.8 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_y = 1.65 \text{KN.m}$$

Tableau 3-48 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	M_{ser}	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Sens // l_x	4.675	3	7683.75	1.82	15	Vérifier
Sens // l_y	3.8	3	7683.75	1.48	15	Vérifier

- Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{140} = 1,14 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{Condition verifier}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{140} = 1,14 > \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0,042 \quad \text{Condition verifier}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0011 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad \text{Condition verifier}$$

Les trois conditions sont vérifiées, la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

3.6.3 Schéma de ferrailage :

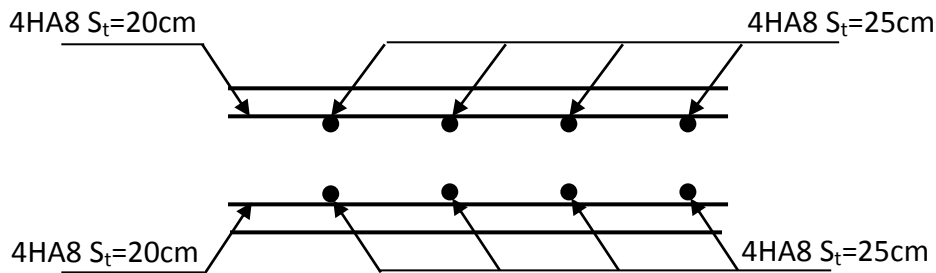


Figure 3-29 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle

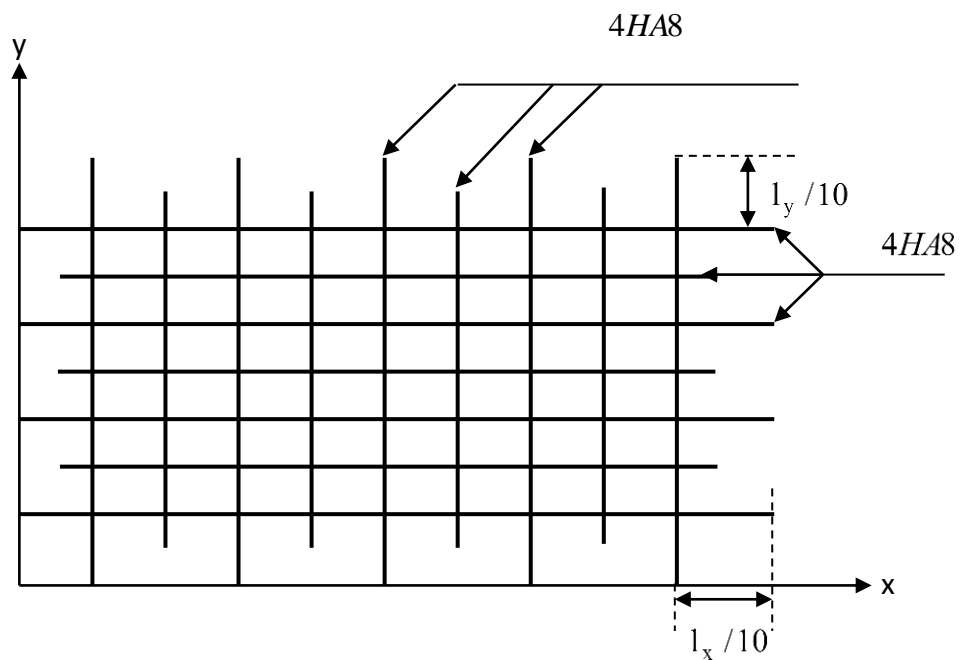


Figure 3-30 : Schéma de ferrailage de la dalle

3.7 ETUDE DE L'ACROTÈRE

3.7.1 Hypothèse de calcul

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- Fissuration nuisible.
- Le calcul se fait à la flexion composée.

3.7.2 Evaluation des charges et surcharges

Poids propre : $G = 2.7 \text{ KN/ml}$

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

- **La force sismique :** (RPA Art 6.2.3)

F_p : Donnée selon le RPA99 : $F_p = 4.A.C_p.W_p$. Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du **RPA99** :

$A = 0,15$.

- C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du **RPA99** : $C_p = 0,8$.

- W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 2,7 \text{ KN}$.

D'où $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,7 = 1,296 \text{ KN}$.

- **Le centre de gravité de la section**

$$X_G = \frac{\sum X_i.A_i}{\sum A_i} = 5,93 \text{ cm.}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i.A_i}{\sum A_i} = 43,27 \text{ cm}$$

- **Calcul des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

$N_G = 2,7 \text{ KN}$. (Effort normal due au poids propre)

$N_Q = 0$. (Effort normal due à Q)

$N_F = 0$. (Effort normal due à la force sismique)

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q.L = 0,8 \times 1 = 0,8 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1,296 \times 0,432 = 0,56 \text{ KN.m.}$$

- Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composé pour une bonde de 1ml

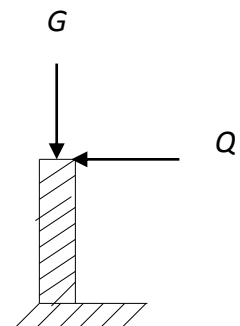


Figure 3-31 : Schéma statique de l'acrotère

Tableau 3-49: Sollicitations de calcul sur l'acrotère

	RPA99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,7	3,645	2,7
M (KN.m)	1.36	1.2	0,8

- **Calcul de l'excentricité : (BAEL91 Art 4.4)**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.36}{2.7} = 0,5 \text{ m.} \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,8}{6} = 0,13 \text{ m.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > h/6 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

- Pour la justification vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (excentricité réelle de calcul).

Avec :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 = excentricité du premier ordre

e_a = excentricité additionnelle.

e_2 = excentricité due au second ordre.

D'après

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250) = \max(2\text{cm}, 80/250) = 0.32\text{cm.}$$

$$e_2 = 3l_f^2 \times (2 + \alpha \cdot \varphi) / 10000 \cdot h ; \text{ Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0. \text{ (car } M_G = 0).$$

φ : Le rapport de déformation due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge. ($\varphi = 2$)

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 2l_0 = 2 \times 0,8 = 1.6\text{m.}$

$$e_2 = 6 \times 1.6^2 / 10000 \times 0.8 = 0.0019 \text{ m} = 0.19\text{cm.}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.5 + 0.032 + 0.0019 = 53.4 \text{ cm}$$

Donc : L'acrotère sera ferrailé sous :

$$N_u = 2.7 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u = N_u \cdot e_T = 2,7 \times 0,534 = 1.44 \text{ KN.m.}$$

3.7.3 Ferrailage

3.7.3.1 Calcul à l'ELU

$$N_u = 2,7 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,44 \text{ KN.m.}$$

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

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

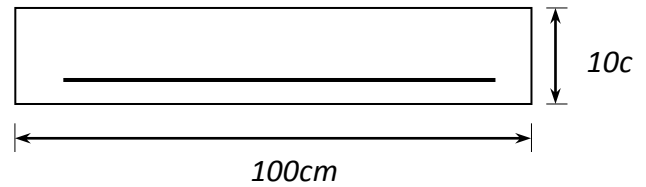


Figure 3-32 : section considérée pour le calcul de l'acrotère

- L'acrotère est soumis à M et N, il est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera en flexion simple sous M_{ftq} :

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2).$$

$$M_f = 1,44 + 2,7 (0,08 - 0,1/2) = 1,521 \text{ KN.m.}$$

Tableau 3-50 : Résultats de calcul des armatures longitudinales

μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)
0.015	0.02	0.079	0.52

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

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_c \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 0,08 \times 1 \times 2,1 / 400 = 0,966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 0,52 \text{ cm}^2 < 0,966 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Les espacements :

$$S_t \leq \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (dans les deux sens), soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

3.7.3.2 Calcul à l'ELS

- La combinaison d'action à considérer est : G + Q.

- $N_{ser} = 2,7 \text{ KN.}$

- Moment de renversement : $M_{ser} = 0,8 \text{ KN.m}$.

• **Vérification des armatures :**

$$\rho = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,920. \\ K_1 = 0,021. \end{cases} \quad \text{(Annexe III)}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{0,8 \times 10^3}{0,920 \times 0,8 \times 2,01} = 54,077 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_c ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,6 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 54,077 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,021 \cdot 54,077 = 1,135 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_b = 0,851 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$condition vérifiée

3.7.4 Schéma de ferrailage

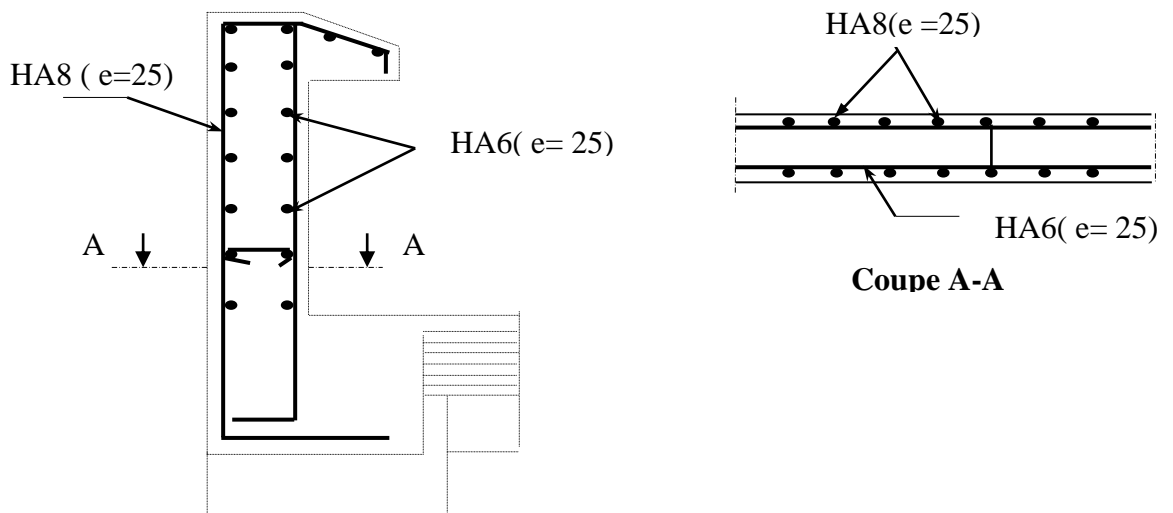


Figure 3-33 : Ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE

4.1 Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est en fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement en fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

4.2 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

4.3 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

La méthode statique équivalente ;

La méthode d'analyse modale spectrale ;

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.3.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**Art 4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale**

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. (**RPA99** Tableau4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : groupe 2

Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. (**RPA99** Tableau4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité de la structure déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec : } \quad (\mathbf{RPA99} \text{ Formule 4.4})$$

- Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 4-1 : Valeurs des pénalités Pq .

“ Critère q ”	Observée	Pq/xx	Observée	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q = 1.1$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad (\mathbf{RPA99} \text{ Formule 4.5})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage de bureau, et d'appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure est donné directement par SAP2000 :

$$W = 50046.24 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99 Formule 4-2})$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. (RPA 99 Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du (RPA 99 Tableau 3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad (\text{RPA99 Formule 4-6})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 35.1m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times (35.1)^{3/4} = 0.721 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{L} \quad (\text{RPA99 Formule 4-7})$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23m, \quad L_y = 19.4m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.658s \\ T_y = 0.717s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.658s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.717s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.658} \right)^{2/3} = 1.68 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.717} \right)^{2/3} = 1.59 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.658 = 0.855s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.717 = 0.932s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.1}{5} \times 50046.24 = 2774.56KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.1}{5} \times 50046.24 = 2625.92 \text{KN}$$

4.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(RPA99 Formule 4-13)}$$

4.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins

25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

4.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Après plusieurs dispositions des voiles et changement de section des poteaux, on a opté pour la disposition et les sections des poteaux qui suivent, parce qu'elles vérifient les différentes exigences du RPA.

4.5.1 Disposition des voiles

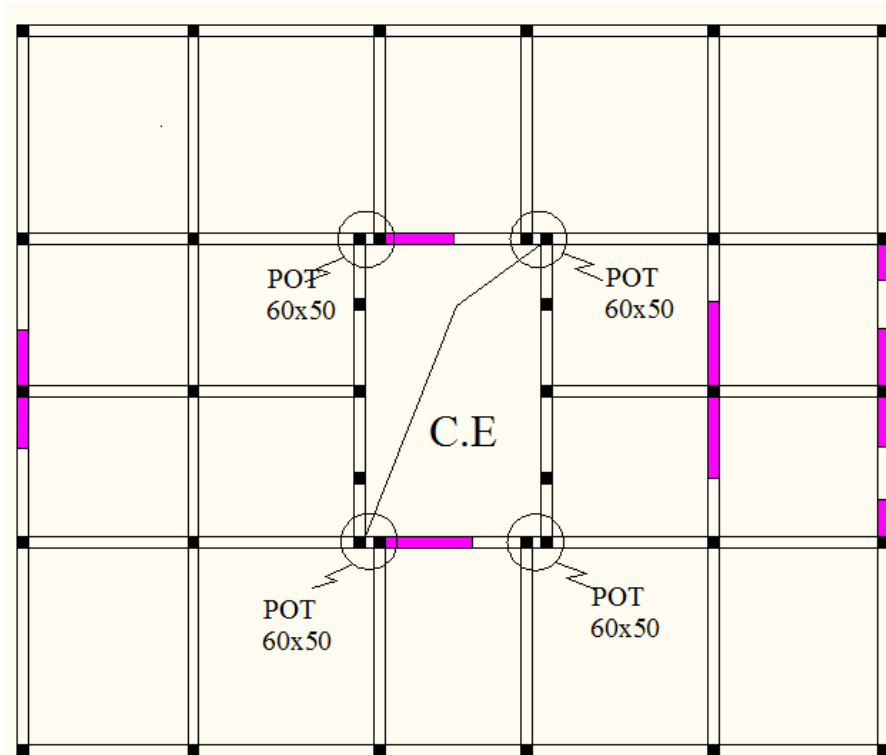


Figure 4-1 : disposition des voiles

4.5.2 Section des poteaux adoptées

Les sections des poteaux choisis dans le chapitre 2 ne satisfait pas les exigences du RPA vis-à-vis du comportement de la structure.

Alors on a augmenté les sections qui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4-2 : Les Sections des poteaux adoptées

Poteaux	Section
RDC+1 ^{er} étage	65x60
RDC+1+2+3+4 ^{eme} étage	60x50
2+3+4 ^{eme} étage	60x55
5+6+7 ^{eme} étage	55x50
8+9+10 ^{eme} étage	50x45

Remarque

Les poteaux entourés sur la figure (4.1) sont des poteaux section (60x50) cm dans les 5 premier niveaux, car la distance entre axes de ces poteaux est de 50 cm.

4.5.3 Mode de vibration et taux de participation des masses

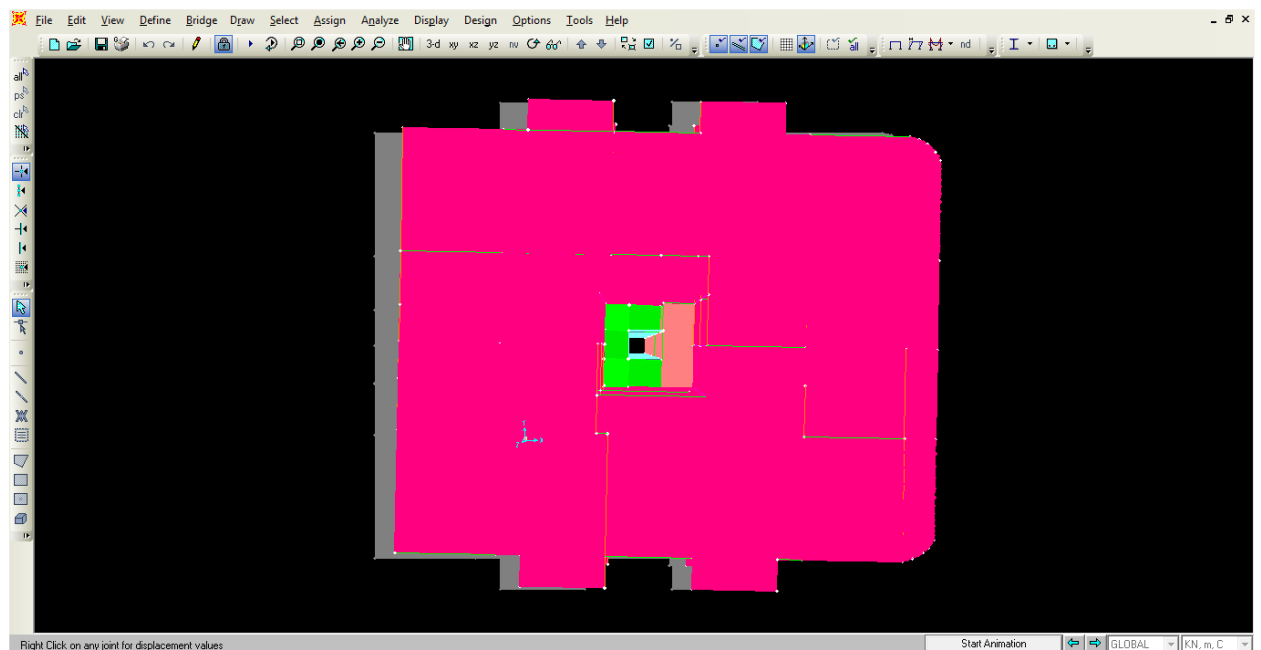
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4-3: Mode de vibration et taux de participation des masses.

mode	période	Individual mode (percent)			Cumulative sum (percent)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.803	0.749	$4.1 \cdot 10^{-3}$	$1.8 \cdot 10^{-5}$	0.74	$0.41 \cdot 10^{-3}$	$0.18 \cdot 10^{-5}$
2	0.713	$4.43 \cdot 10^{-4}$	0.75	$5.8 \cdot 10^{-6}$	0.74	0.752	$0.24 \cdot 10^{-5}$
3	0.708	0.019	0.0073	$1.39 \cdot 10^{-7}$	0.76	0.76	$0.25 \cdot 10^{-5}$
4	0.261	0.121	$1.7 \cdot 10^{-3}$	$1.8 \cdot 10^{-4}$	0.89	0.76	$2 \cdot 10^{-5}$
5	0.235	0.00069	0.12	$2.3 \cdot 10^{-4}$	0.89	0.883	$0.44 \cdot 10^{-4}$
6	0.230	0.004	0.004	$5.9 \cdot 10^{-7}$	0.894	0.888	$0.44 \cdot 10^{-4}$
7	0.163	$3.37 \cdot 10^{-4}$	$7.6 \cdot 10^{-5}$	$0.71 \cdot 10^{-3}$	0.894	0.888	$76 \cdot 10^{-4}$
8	0.141	0.044	$9.4 \cdot 10^{-4}$	$5.57 \cdot 10^{-5}$	0.939	0.888	$0.76 \cdot 10^{-3}$
9	0.127	$0.11 \cdot 10^{-3}$	0.04	$0.21 \cdot 10^{-5}$	0.939	0.937	$0.78 \cdot 10^{-3}$
10	0.123	0.0024	$5.5 \cdot 10^{-4}$	$0.16 \cdot 10^{-5}$	0.942	0.937	0.0008
11	0.091	0.023	$2.8 \cdot 10^{-5}$	$74 \cdot 10^{-3}$	0.965	0.937	0.00154
12	0.086	$4.73 \cdot 10^{-5}$	0.0015	0.37	0.965	0.938	0.38

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

4.5.4 Comportement de la structure

**Figure 4-2:** Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.

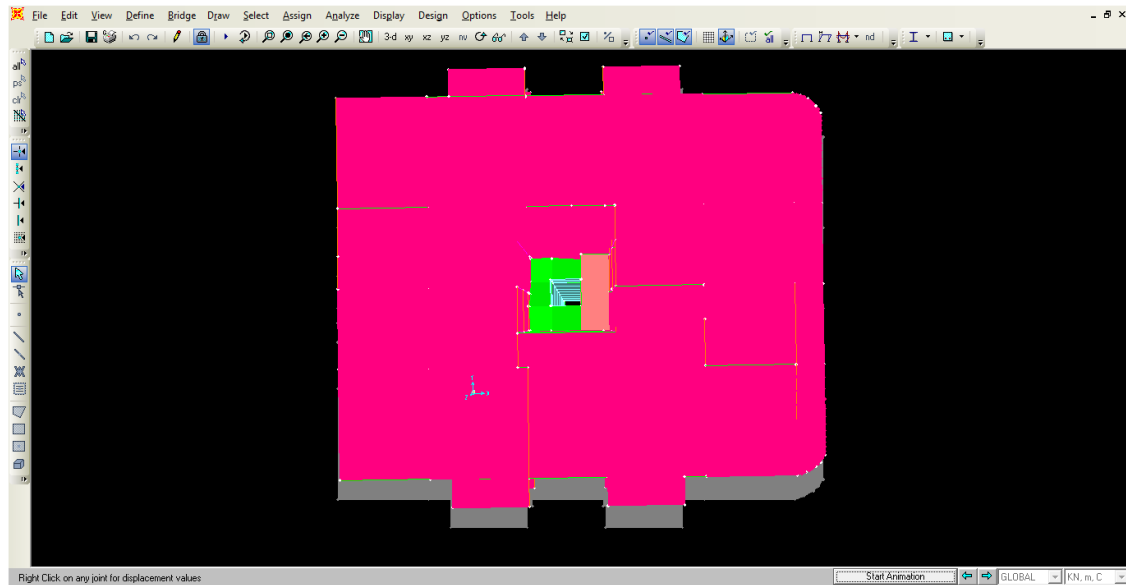


Figure 4-3: Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.

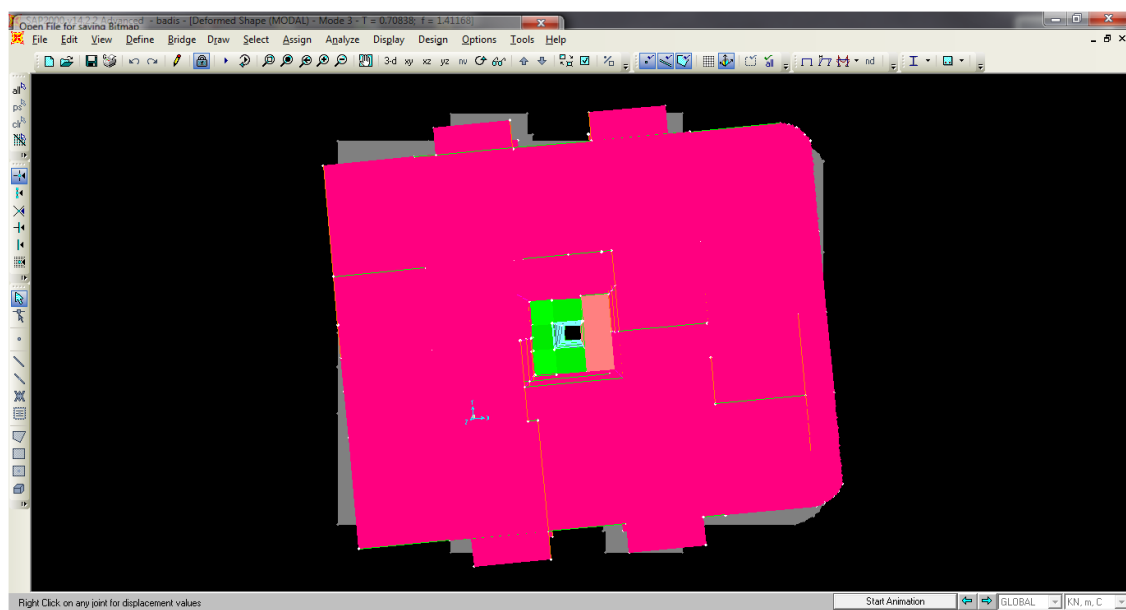


Figure 4-4 : Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z

4.5.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

4.5.5.1 Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction a tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$
 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4-4: Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	45586.524	9866.334	82.21	17.79
1 ^{er} étage	41385.906	8198.592	83.47	16.53
2 ^{ème} étage	36206.356	7754.128	82.37	17.63
3 ^{ème} étage	32001.547	6979.171	82.1	17.9
4 ^{ème} étage	26557.3	6139.562	81.23	18.77
5 ^{ème} étage	23336.711	5549.026	80.62	19.38
6 ^{ème} étage	19329.052	4664.957	80.35	19.65
7 ^{ème} étage	15373.995	3737.316	80.22	19.78
8 ^{ème} étage	11272.033	2969.885	80.1	19.9
9 ^{ème} étage	7598.234	1940.521	80.02	19.98
10 ^{ème} étage	4380.087	731.272	85.63	14.37

On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

b) Sous charges horizontales :

Tableau 4-5: Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	851.014	1072.73	44.23	55.77	787.198	1538.073	33.86	66.14
1 ^{er} étage	1211.257	588.675	67.3	32.7	1850.434	528.475	77.79	22.21
2 ^{ème} étage	1390.58	657.479	67.9	32.1	1530.802	817.833	65.18	34.82
3 ^{ème} étage	1436.231	500.481	74.17	25.83	1488.409	724.458	67.27	32.73
4 ^{ème} étage	1369.685	382.507	78.17	21.83	1402.255	579.563	70.76	29.24

5 ^{ème} étage	1179.335	441.579	72.77	27.24	1208.046	649.876	65.03	34.97
6 ^{ème} étage	1098.226	337.488	76.5	23.5	1121.487	513.091	68.62	31.38
7 ^{ème} étage	993.657	231.175	81.12	18.87	1001.595	370.169	73.02	26.98
8 ^{ème} étage	702.767	274.802	71.89	28.11	696.715	367.915	65.45	34.55
9 ^{ème} étage	594.767	170.856	89.46	10.53	534.091	274.069	66.09	33.91
10 ^{ème} étage	467.821	129.707	72.03	27.97	500.359	83.878	85.65	14.35

On remarque que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans les deux sens.

4.5.5.2 Vérification de l'effort normal réduit

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

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99 Art 7.4.3.1})$$

Tel que : N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression

Tableau 4-6 : Résumé des résultats.

Niveaux	B(m ²)	N(KN)	N _{rd}	Remarque
RDC	0.6*0.65	2127.65	0.22	Vérifiée
	0.6*0.5	1265.036	0.18	
2 ^{em} étage	0.55*0.6	1892.339	0.23	Vérifiée
5 ^{em} étage	0.5*0.55	1185.981	0.17	Vérifiée
8 ^{em} étage	0.45*0.5	575.737	0.10	Vérifiée

4.5.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau 4-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	3395.05	2774.56	2219.60	Vérifiée
y-y	3638.436	2625.92	2100.74	Vérifiée

4.5.5.4 Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{RPA99 Article 4.4.3})$$

Avec : $\delta_{k_x} = R \times \delta_{ekx}$

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 Article 5.10)

Tableau 4-8: Vérification des déplacements

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	hk(m)	$\Delta_k / hk(\%)$	Observation
1	0.15	0.75	0	0.75	4.5	0.17	Vérifiée
2	0.31	1.55	0.75	0.80	3.06	0.26	Vérifiée
3	0.51	2.55	1.55	1.00	3.06	0.33	Vérifiée
4	0.71	3.55	2.55	1.00	3.06	0.33	Vérifiée
5	0.91	4.55	3.55	1.00	3.06	0.33	Vérifiée
6	1.1	5.5	4.55	0.95	3.06	0.31	Vérifiée
7	1.28	6.4	5.5	0.90	3.06	0.29	Vérifiée
8	1.44	7.2	6.4	0.80	3.06	0.26	Vérifiée
9	1.59	7.95	7.2	0.75	3.06	0.25	Vérifiée
10	1.71	8.55	7.95	0.60	3.06	0.20	Vérifiée
11	1.81	9.05	8.55	0.50	3.06	0.16	Vérifiée
Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	hk(m)	$\Delta_k / hk(\%)$	Observation
1	0.18	0.9	0	0.90	4.5	0.20	Vérifiée
2	0.42	2.1	0.9	1.20	3.06	0.39	Vérifiée
3	0.69	3.45	2.1	1.35	3.06	0.44	Vérifiée
4	0.97	4.85	3.45	1.40	3.06	0.46	Vérifiée
5	1.25	6.25	4.85	1.40	3.06	0.46	Vérifiée
6	1.51	7.55	6.25	1.30	3.06	0.42	Vérifiée
7	1.76	8.8	7.55	1.25	3.06	0.41	Vérifiée
8	1.97	9.85	8.8	1.05	3.06	0.34	Vérifiée
9	2.16	10.8	9.85	0.95	3.06	0.31	Vérifiée
10	2.31	11.55	10.8	0.75	3.06	0.25	Vérifiée
11	2.44	12.2	11.5	0.65	3.06	0.21	Vérifiée

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.4 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 306 \text{ cm}.$$

4.5.5.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad (\text{RPA99 Article 5.9})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 4-9 : Vérification des effets P-Δ sens x

Niveau	Sens x-x					Observation
	Δk (cm)	Pk (Kn)	Vk(Kn)	hk(m)	θ	
1	0.75	48938.92	1926.025	4.5	0.042	Vérifiée
2	0.80	43703.63	1803.116	3.06	0.063	Vérifiée
3	1.00	38860.89	2051.62	3.06	0.062	Vérifiée
4	1.00	34479.07	1939.913	3.06	0.058	Vérifiée
5	1.00	28956.35	1754.707	3.06	0.054	Vérifiée
6	0.95	25601.02	1623.778	3.06	0.049	Vérifiée
7	0.90	21315.92	1438.172	3.06	0.044	Vérifiée
8	0.80	17038.86	1227.159	3.06	0.036	Vérifiée
9	0.75	12773.27	979.5821	3.06	0.032	Vérifiée

10	0.60	8671.561	766.1781	3.06	0.022	Vérifiée
11	0.50	4739.749	597.9897	3.06	0.013	Vérifiée

Tableau 4-10 : Vérification des effets P- Δ sens y

Niveau	Sens y-y					Observation
	Δk (cm)	Pk (Kn)	Vk(Kn)	hk(m)	θ	
1	0.90	48938.82	2325.869	4.5	0.042	Vérifiée
2	1.20	43703.63	2382.807	3.06	0.072	Vérifiée
3	1.60	38860.89	2350.777	3.06	0.086	Vérifiée
4	1.40	34479.07	2214.917	3.06	0.071	Vérifiée
5	1.40	28956.35	1983.273	3.06	0.067	Vérifiée
6	1.30	25601.02	1859.852	3.06	0.058	Vérifiée
7	1.25	21315.92	1636.263	3.06	0.053	Vérifiée
8	1.05	17038.86	1373.39	3.06	0.043	Vérifiée
9	0.95	12773.27	1066.111	3.06	0.037	Vérifiée
10	0.75	8671.561	808.3359	3.06	0.026	Vérifiée
11	0.65	4739.749	584.3743	3.06	0.017	Vérifiée

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

4.6 Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

5.2 Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

- | | | |
|---|---|----------------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$
2) $G+Q$
3) $G+Q+E$
4) $G+Q-E$
5) $0.8G+E$
6) $0.8G-E$ | } | (RPA99 Article 5.2) |
|---|---|----------------------------|

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

N_{max} \longrightarrow $M_{correspondant}$

N_{min} \longrightarrow $M_{correspondant}$

M_{max} \longrightarrow $N_{correspondant}$

5.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003)

5.2.1.1 Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa),

A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante),

A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement),

Φ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

h_e : hauteur d'étage.

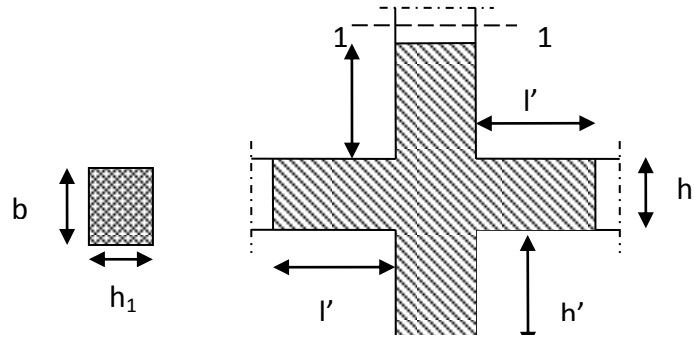


Figure 5-1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A^{min} RPA (cm ²)	A^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	65x60	31.2	156	234
RDC+1+2+3+4 ^{eme} étage	60x50	24	120	180
2+ 3+4 ^{eme} étage	60x55	26.4	132	198
5+6+ 7 ^{eme} étage	55x50	22	110	165
8+9+10 ^{eme} étage	50x45	18	90	135

5.2.1.2 Les armatures transversales : (RPA99 Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : 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 :

$$- t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$- t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante).}$$

(ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

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

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.2.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N > 0$: effort de traction.

$N < 0$: effort de compression

Tableau 5-2 : Sollicitations dans les poteaux.

Section	comb	N_{min} , M_{corr}		com	M_{max} , N_{corr}		com	N_{max} , M_{corr}		V_U (KN)
		N (KN)	M (KN.m)		M (KN.m)	N (KN)		N (KN)	M (KNm)	
65x60	5	58.079	16.22	3	257.04	-129.13	1	2177.03	4.59	220.69
60x55	5	-79.196	100.5	3	-189.27	1141.9	1	1926.42	-54.92	254.58
60x50	5	743.83	14.47	3	-128.49	-1018.8	3	1008.67	-43.09	81.207
55x50	5	-66.395	40.30	3	151.07	-538.90	1	1214.38	21.91	236.82
50x45	5	49.173	30.017	3	104.73	-112.50	1	600.158	20.59	164.35

5.2.3 Calcul du ferrailage

5.2.3.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

- **Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{min} = 58.079\text{KN}$ $M_{cor} = 16.22\text{KN.m}$
- $M_{max} = 257.04\text{KN.m}$ $N_{cor} = -129.13\text{KN}$
- $N_{max} = 2177.039\text{KN}$ $M_{cor} = 4.59\text{KN.m}$

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$$d = 0.9 \text{ h} = 0.58\text{m}; d' = 0.07\text{m}$$

$$N = 2177.039\text{KN} \rightarrow \text{(Compression)}$$

$$M = 4.59\text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0021\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \leq (0.337h - 0.81d')b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$MA = M + N \times (d - h/2) = 4.59 + 2177.039 \times (0.58 - 0.325) = 559.73 \text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2177.039 \times 10^{-3} \times (0.58 - 0.07) - 559.73 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.07) \times 0.39 \times 14.2$$

$$0.55 \leq 0.9 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{559.73 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.58^2 \times 14.2} = 0.19$$

$$\mu_{bu} = 0.19 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.19 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.27$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.51\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{MA}{z \cdot f_{st}} = \frac{559.73 \times 10^{-3}}{0.51 \times 348} = 31.17 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -31.38 \text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$$M = 257.04 \text{KN.m}, N = -129.13 \text{KN} \Rightarrow e_G = 1.99\text{m}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section.

\Rightarrow Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = 224.11 \text{KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.06 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.038 \Rightarrow z = 0.57\text{m} \Rightarrow A_1 = 11.27 \text{cm}^2 \Rightarrow A = 3.71 \text{cm}^2$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$$M = 16.22 \text{KN.m}, N = 58.73 \text{KN} \Rightarrow e_G = 0.27\text{m}$$

On a N (Compression) et le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$(I) \Rightarrow -5.4 \leq 0.9 \Rightarrow$ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = 35.095 \text{KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0094 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.00589 \Rightarrow z = 0.57 \text{m} \Rightarrow A_1 = 1.74 \text{cm}^2 \Rightarrow A = 0.08 \text{cm}^2$$

D'après les trois cas étudiés le cas le plus défavorable est le premier cas avec $A = 3.71 \text{cm}^2$

On adopte $A = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 5-3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section	A_{cal} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Barres
RDC+ 1^{ère} étage	65x60	4.52	31.2	32.16	16HA16
RDC+1+2+3+4^{ème} étage	60x50	3.26	24	24.13	12HA16
2+3+4^{ème} étages	60x55	5.7	26.4	28.14	14HA16
5+6+7^{ème} étages	55x50	6.93	22	22.24	8HA16+4HA14
8+9+10^{ème} étages	50x45	7.29	18	20.36	4HA16+8HA14

5.2.3.2 Sections des armatures transversales dans les poteaux

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le **RPA99/2003**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 5-4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	RDC+1 ^{er} étage	RDC+1+2+3+ 4 ^{eme} étages	2+3+4 ^{eme} étages	5+6+7 ^{eme} étages	8+9+10 ^{eme} étage
Section	65x60	60X50	60x55	55x50	50x45
ϕ_t^{\max} (cm)	2	1.6	2	1.6	1.6
ϕ_t^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	315	315	214,2	214,2	214,2
λg	5.25	6.3	3.89	4.28	4.76
Vu (KN)	220.69	81.207	254.58	236.82	164.35
S_t zone	15	15	15	12	12
S_t zone	20	20	20	15	15
A_t (cm ²)	4.24	1.69	6.69	6.05	4.62
A_t^{\min} zone	3.6	3	6.6	6	5.4
A_t^{\min} zone	2.7	2.25	5.5	4.8	4.32
A_t adopté	8HA10=6.28	6HA8=3.02	6HA12=6.76	6HA12=6.76	6HA12=6.76
Nbre de cadre	4	3	3	3	3

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

5.2.4 Vérifications

5.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Selon le (**BAEL99 Art4.4.1**) Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{\max} \quad (\text{CBA 93 Art B.8.4.1})$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : longueur de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{Si } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda \geq 50$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de

$$l_0 = 4.5\text{m et un effort normal égal à : } 2177.039\text{KN.}$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 3.15\text{m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$\alpha = 0.812$$

$$B_r = (65-2) \times (60-2) = 3654 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$N_u = 0.812 \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + 34.92 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} = 6480.74\text{KN.}$$

$$\text{On a } N_{\max} = 2177.039\text{KN} < N_u = 6480.74\text{KN.}$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de flambement. Le tableau ci-dessous résume les calculs effectués.

Tableau 5-5 : Justification de l'effort normal ultime

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _{ultime} (KN)
RDC, 1 ^{er} étage	65×60	450	315	16.76	0.812	34.92	3654	2177.039	6568.54
RDC, 1, 2, 3 et 4 ^{ème} étage	60×50	450	214.2	18.16	0.806	24.13	2784	2008.674	4723.84
2,3 et 4 ^{ème} étage	60×55	306	214.2	12.35	0.829	28.65	3074	1926.42	5518.51

5,6,7ème étage	55×50	306	214.2	14.47	0.821	22.24	2544	1214.381	4497.66
8,9,10ème étage	50×45	306	214.2	14.82	0.82	20.36	2064	600.158	3683.21

Du tableau ci-dessus on ne constate que $N_{max} < N_u$

Donc pas de risque de flambement.

5.2.4.2 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

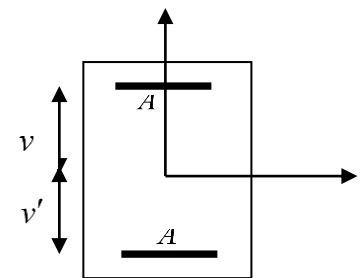


Figure 5-2 : Section d'un poteau

Tableau 5-6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
RDC+1^{er} étage	58	34.92	35.5	29.5	0.015	1584.336	78.39	5.91	vérifiée
2+3+4^{ème} étages	54	28.65	32.76	27.35	0.012	1403.765	49.35	5.87	vérifiée

RDC+1+2+3 + 4^{ème} étages	54	24.13	32.58	27.42	0.010	939.467	49.77	4.76	vérifier
5+6+7^{ème} étages	50	22.24	29.93	25.07	0.0084	885.294	49.119	4.96	vérifier
8+9+ 10^{ème} étages	45	20.36	27.39	22.61	0.0014	438.21	65.44	14.74	vérifier

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

5.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA 99** (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

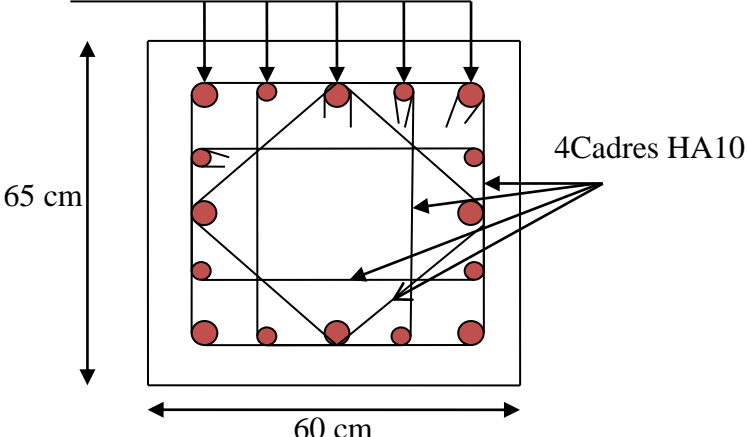
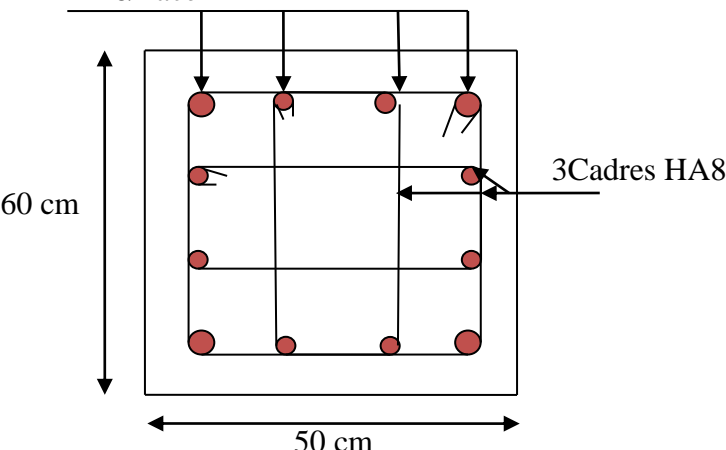
$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau 5-7 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	lf(m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
RDC+1^{er} étage	65×60	3.15	4.84	0.04	58	220.698	0.63	1	vérifiée
RDC+1+ 2+3+4^{ème} étages	60×50	3.15	5.25	0.075	54	81.207	0.3	1.875	vérifiée
2+3+4^{ème} étages	60×55	2.142	3.57	0.04	54	264.579	0.89	1	vérifiée
5+6+7^{ème} étages	55×50	2.142	3.89	0.04	50	236.821	0.94	1	vérifiée
8+9+10^{ème} étage	50×45	2.142	4.28	0.04	45	164.352	0.81	1	vérifiée

5.2.5 Schémas de ferrailages des poteaux :

Tableau 5-8 : Schéma de ferrailage des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC+1 ^{er} étage	<p>5HA16/Face</p>  <p>65 cm</p> <p>60 cm</p> <p>4Cadres HA10</p>
RDC+1+2+3+4 ^{eme} étage	<p>4HA16/Face</p>  <p>60 cm</p> <p>50 cm</p> <p>3Cadres HA8</p>

<p>2+3+4eme étages</p>	<p>4HA16/Face</p> <p>60 cm</p> <p>55 cm</p> <p>3Cadres HA12</p>
<p>5+6+7eme étages</p>	<p>2HA14/Face</p> <p>2HA16/Face</p> <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>3Cadres HA12</p>
<p>8+9+10eme étages</p>	<p>2HA16/Face</p> <p>2HA14/Face</p> <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>3Cadres HA12</p>

5.3 Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (40×35),
- poutres secondaires (35×30),

5.3.1 Recommandation du RPA99/2003

5.3.1.1 Armatures longitudinales: (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

5.3.1.2 Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

5.3.2 Calcul de ferrailage

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

5.3.2.1 Sollicitations de calculs

Tableau 5-9: les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
Bureau	71.56	42.48	156.318	3.76	10.62	10.114
Etage courant	60.76	127.51	132.874	7.13	17.3	13.462
Terrasse	71.82	133.27	144.029	7.61	1.44	13.102

5.3.2.2 Ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-10 : Résultats de calculs de ferrailages des poutres

Niveau	Type	section	localisation	A_{cal} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone Cor	$A_{max}(cm^2)$ Zone Nod	N ^{bre} de barres
Bureaux	PP	35x40	Travée	9.85	10.65	7	56	84	3HA16 + 3HA14
			Appuis	11.47	12.06				6HA16
	PS	30x35	Travée	1.30	5.65	5.25	42	63	5HA12
			Appuis	3.77	5.65				5HA12
Etage Courant	PP	35x40	Travée	10.35	10.65	7	56	84	3HA14 + 3HA16
			Appuis	10.90	12.06				6HA12
	PS	30x35	Travée	1.3	5.65	5.25	42	63	5HA12
			Appuis	3.24	5.65				5HA12
Terrasse	PP	35x40	Travée	4.43	8.01	7	56	84	3HA12 + 3HA14
			Appuis	10.41	10.65				3HA14 + 3HA16
	PS	30x35	Travée	1.30	5.65	5.25	42	63	5HA12
			Appuis	2.18	5.65				5HA12

5.3.2.3 Les armatures transversales

a) Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

(BAEL91 Art H.III.3)

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

b) Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad (\text{BAEL91 Art H.III.3})$$

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

5.3.2.4 Calcul des espacements des armatures transversales**a) Poutres principales**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 344.57cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 31,5cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 172.27cm \quad \text{BAEL91 (Art H.III.3)}$$

Selon le **RPA99** Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right).$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10, 14.4) = 10cm$$

Soit : $S_t = 10$ cm

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$
 cm

Soit : 15 cm

b) Poutres secondaire

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 185.33cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 28.8cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 48 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Selon le **RPA99** Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right).$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min(8.75, 14.4) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : 15 cm

5.3.2.5 Les longueurs de recouvrement

D'après le **RPA99** (Art 7.4.2.1)

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \text{ on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

5.3.2.6 Vérification des sections armatures transversales :

a) Poutres principales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 \quad \text{(RPA99 Art 7.5.2.2)}$$

$$A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

b) Poutres secondaire

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \text{(RPA99 Art 7.5.2.2)}$$

$$A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

5.3.3 Vérifications

5.3.3.1 Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right) \quad \text{BAEL91 (Art H.III.1)}$$

Tableau 5-11: Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	156.318	1.27	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	13.462	0.15	3.33	Vérifiée

5.3.3.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1).$

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots(2).$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-12: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	12.06	156.318	133.27	4.49	7.66	Vérifiée
Secondaires	5.65	13.462	17.3	0.38	1.33	Vérifiée

5.3.4 Vérification à l'ELS

5.3.4.1 Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau 5-13: Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	102.62	14.19	0.0011	12.19	vérifiée
	Travées	51.07	14.13	0.0010	6.65	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	7.7	11.09	0.00015	5.51	vérifiée
	Travées	3.4	11.09	0.00015	2.51	vérifiée

5.3.4.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau 5-14 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	h cm	b cm	l(cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	35	550	10.65	0.072	0.075	0.0084	0.010	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	490	5.65	0.071	0.075	0.0067	0.010	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée

On doit vérifier la flèche

Poutres principale :

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{550}{500} = 1.1cm$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.1 = 2.01KN / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.76 = 4.39KN / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.76 + 1) = 5.04KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.01 \times 5.5^2}{8} = 5.7KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.39 \times 5.5^2}{8} = 12.44KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.04 \times 5.5^2}{8} = 14.29 \text{ KN.m}$$

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.14 + 0.021 - 0.046 - 0.053 = 0.062 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.062 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

Poutres secondaires :

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.1 = 2.01 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.76 = 4.39 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.76 + 1) = 5.04 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.01 \times 4.9^2}{8} = 4.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.39 \times 4.9^2}{8} = 9.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.04 \times 4.9^2}{8} = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

$$\Delta f = 0.16 + 0.024 - 0.053 - 0.10 = 0.031 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.031 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

5.3.5 Schéma de ferrailage

On va illustrer les schémas de ferrailage des poutres du plancher bureau

- Poutre principale

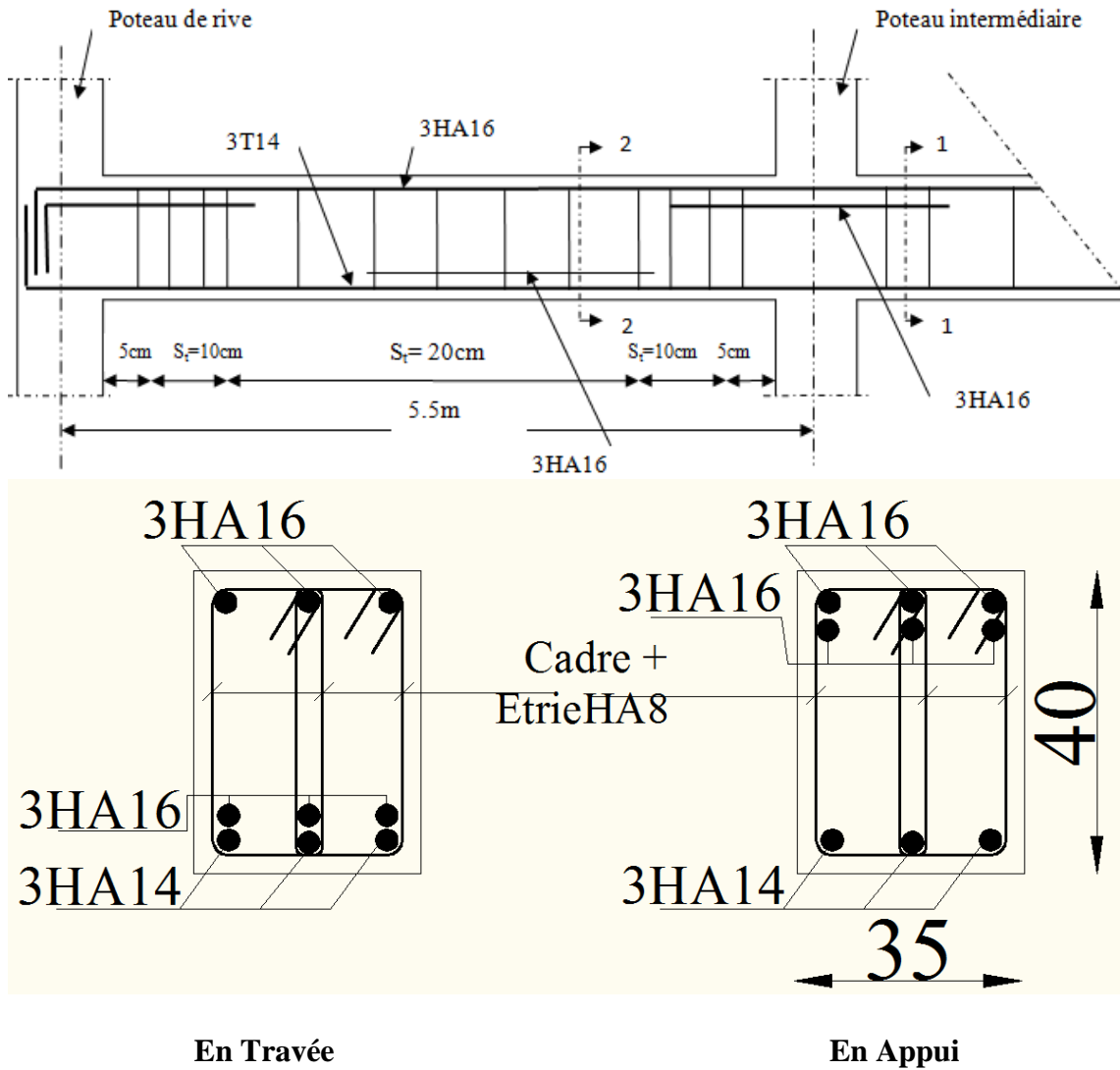


Figure 5-3 : Schémas de ferrailage des poutres principales

- **Poutre secondaire**

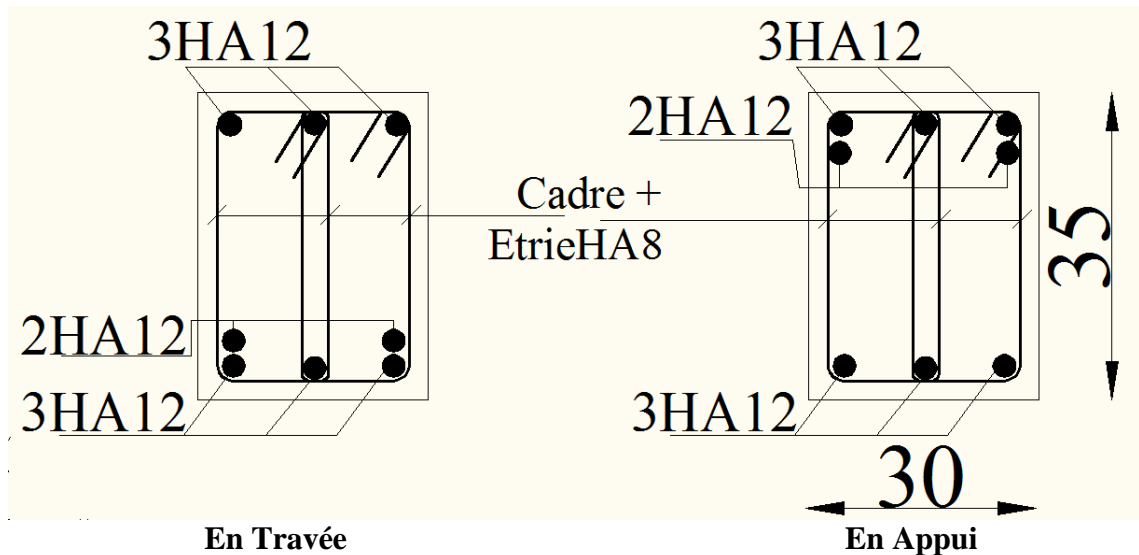
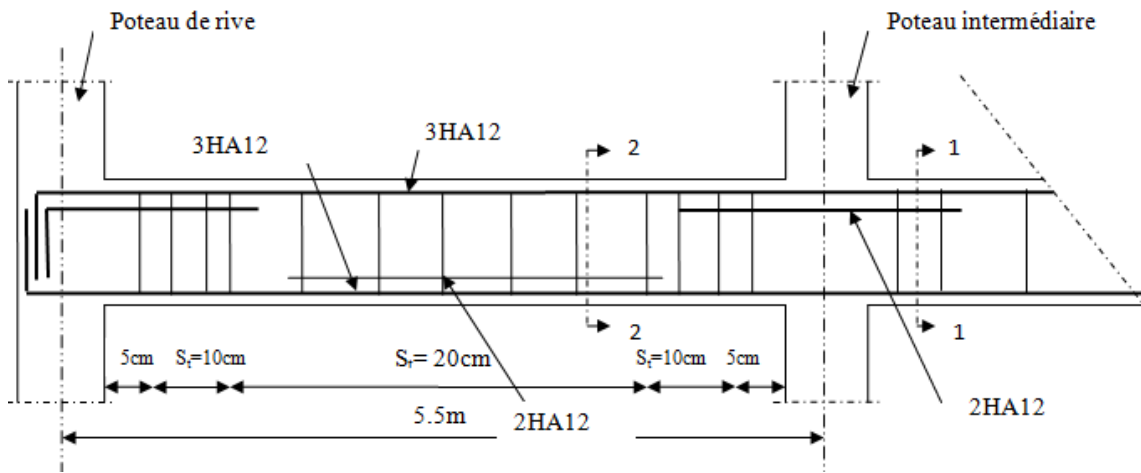


Figure 5-4 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires

5.4 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de :1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e)$$

RPA99 (Article 7.6.2.)

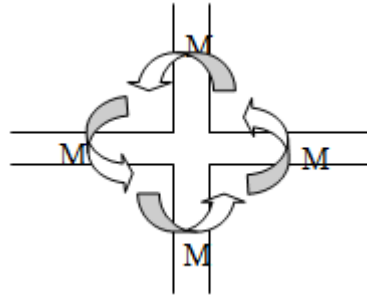


Figure 5-5 : Zone nodale

5.4.1 Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

5.4.1.1 Poteaux

Tableau 5-15: les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC+1 ^{er} étage	65×60	58	34.92	704.82
2+3+4 ^{ème} étages	60×55	54	28.65	538.39
5+6+7 ^{ème} étages	55×50	50	22.24	386.97
8+9+10 ^{ème} étage	50×45	45	20.36	318.83

5.4.1.2 Poutre

Tableau 5-16: les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KNm)
Bureaux	PP	35×40	0.36	13.73	172
	PS	30×35	0.315	3.14	34.42

Etage courant	PP	35×40	0.36	12.75	159.73
	PS	30×35	0.315	3.14	34.42
Terrasse	PP	35×40	0.36	12.75	159.73
	PS	30×35	0.315	3.14	34.42

5.4.1.3 Vérification des zones nodales

Tableau 5-17: Vérification de la zone nodale dans différent étage

Niveau	Plan	M_s (KN.m)	M_n (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	Observation
1 ^{er} étage	PP	704.42	704.42	172	430	1408.84	Vérifiée
	PS	704.42	704.42	34.42	86.05	1408.84	Vérifiée
2 ^{eme} étage	PP	704.42	538.39	172	430	1242.81	Vérifiée
	PS	704.42	538.39	34.42	86.05	1242.81	Vérifiée
3 ^{eme} étage	PP	538.39	538.39	159.73	399.32	1076.78	Vérifiée
	PS	538.39	538.39	34.42	86.05	1076.78	Vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	538.39	538.39	159.73	399.32	1076.78	Vérifiée
	PS	538.39	538.39	34.42	86.05	1076.78	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	538.39	386.97	159.73	399.32	925.36	Vérifiée
	PS	538.39	386.97	34.42	86.05	925.36	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	386.97	386.97	159.73	399.32	773.94	Vérifiée
	PS	386.97	386.97	34.42	86.05	773.94	Vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	386.97	386.97	159.73	399.32	773.94	Vérifiée
	PS	386.97	386.97	34.42	86.05	773.94	Vérifiée
8 ^{eme} étage	PP	386.97	318.83	159.73	399.32	705.8	Vérifiée
	PS	386.97	318.83	34.42	86.05	705.8	Vérifiée
9 ^{eme} étage	PP	318.83	318.83	159.73	399.32	637.66	Vérifiée
	PS	318.83	318.83	34.42	86.05	637.66	Vérifiée
10 ^{eme} étage	PP	318.83	318.83	159.73	399.32	637.66	Vérifiée
	PS	318.83	318.83	34.42	86.05	637.66	Vérifiée

Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

5.5 ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

5.5.1 Recommandation du RPA

a) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

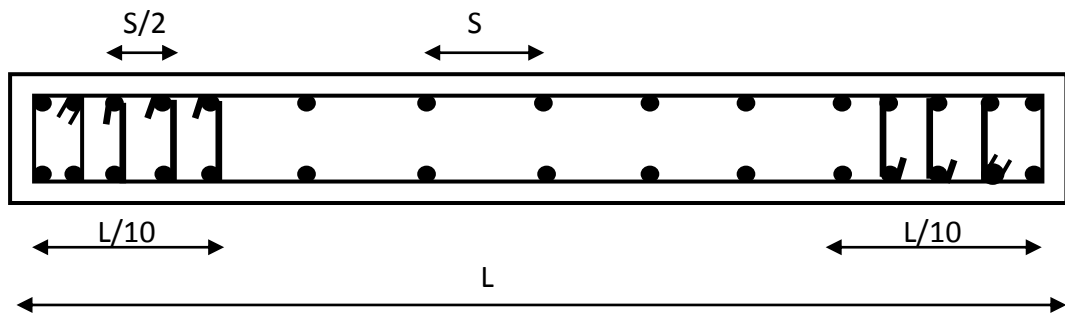


Figure 5-6: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants.

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

L'espacement :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

5.5.2 Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous

(M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 h$; $d' = 0.1 h$

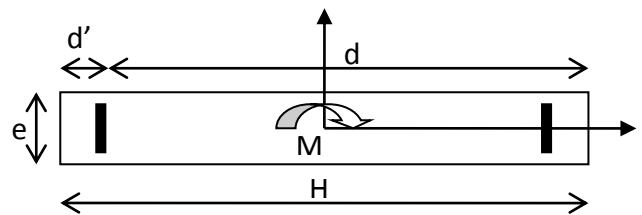


Figure 5-7 : Schéma d'un voile pleine

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

5.5.2.1 Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement**

$$L_r = \begin{cases} 40\phi & \dots\dots\dots \text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\phi & L_r \dots\dots \text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Règles communes**

$$A_{min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots \text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres**

$\Phi < a/10$ zone courante.

- **Espacement des barres horizontales et verticales**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

5.5.3 Disposition des voiles

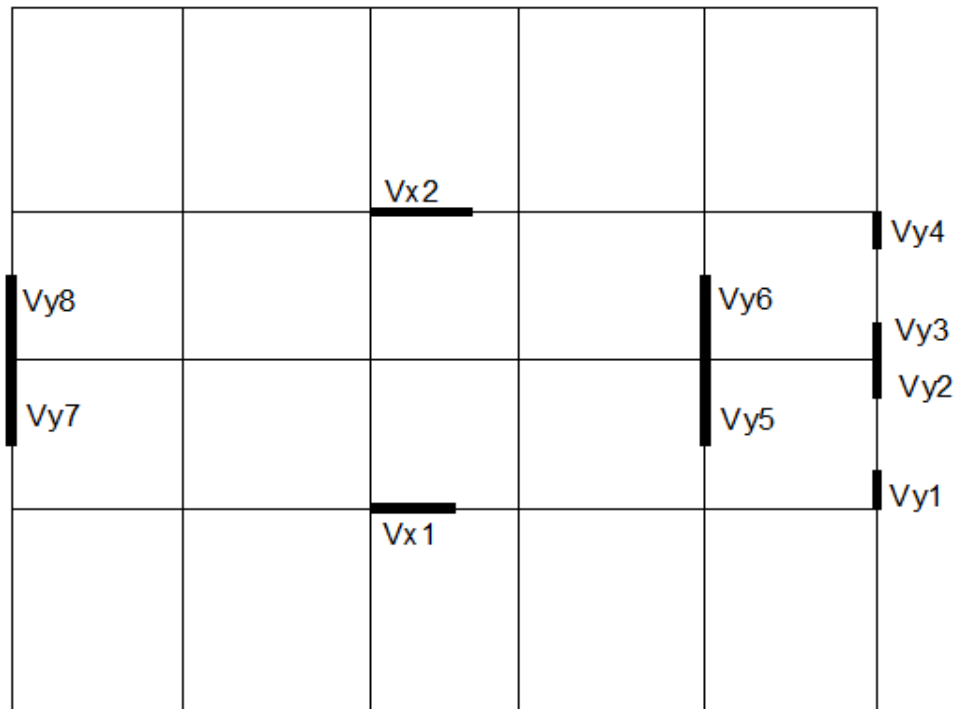


Figure 5-8 : Disposition des voiles

Voile Vx1

Tableau 5-18 : Sollicitations de calcul dans le voile Vx1

Niveau	$N_{max} \longrightarrow$	M_{cor}	$M_{max} \longrightarrow$	N_{cor}	$N_{min} \longrightarrow$	M_{cor}	V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2393.23	151.36	2588.68	2857.28	16.34	2409.87	738.27
Etage 1	1996.389	-101.936	-1316.78	1124.72	603.988	-101.98	-550.449
Etage 2.3.4	1790.13	-72.27	-1056.17	-186.20	512.78	-65.40	-544.06
Etage 5.6.7	1234.33	-35.6	-503.03	648.05	379.76	-491.35	-369.16
Etage 8.9.10	705.79	209.5	-239.44	237.62	97.63	-231.78	-226.75

Voile Vx2**Tableau 5-19** : Sollicitations de calcul dans le voile Vx2

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2325.66	2788.7	2788.7	2325.66	-105.50	-2773.03	849.47
Etage 1	1620.29	-36.213	-655.90	892.002	512.347	-83.358	295.04
Etage 2.3.4	1509.26	-29.81	-748.02	932.45	343.52	-53.24	-393.41
Etage 5.6.7	1052.16	-46.25	-363.06	540.07	308.736	-349.16	-264.16
Etage8.9.10	637.41	132.82	-195.21	169.58	48.79	-181.97	-182.50

Voile Vy1**Tableau 5-20** : Sollicitations de calcul dans le voile Vy1

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1037.028	-95.47	-469.95	789.83	338.54	-10.98	-182.51
Etage 1	788.34	27.62	124.62	425.64	242.80	117.14	76.77
Etage 2.3.4	789.73	9.45	198.32	438.27	247.38	197.94	124.36
Etage 5.6.7	574.76	-24.68	-176.29	523.62	174.51	150.49	-18.03
Etage8.9.10	325.15	-34.38	-116.68	287.56	110.02	79.56	-79.95

Voile Vy2**Tableau 5-21** : Sollicitations de calcul dans le voile Vy2

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1035.43	-404.06	515.49	230.46	39.6	493.72	198.34
Etage 1	668.122	-30.9	-122.09	558.08	218.80	5.35	-73.26
Etage 2.3.4	650.49	-54.93	-204.85	538.66	219.60	-4.26	-127.93
Etage 5.6.7	481.29	-50.59	-166.42	388.52	179.33	-5.27	-110.67
Etage8.9.10	249.10	-47.75	-107.59	234.61	71.3	51.25	-74.69

Voile Vy3**Tableau 5-22** : Sollicitations de calcul dans le voile Vy3

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	983.15	-479.65	-479.65	983.15	25.39	446.50	-187.07
Etage 1	673.63	62.67	148.43	415.45	231.63	51.42	90.915
Etage 2.3.4	673.27	50.39	204.04	433.89	236.16	48.84	129.03
Etage 5.6.7	484	47.94	166.02	310.86	167.32	43.20	110.59
Etage8.9.10	250.56	44.44	106.06	127.57	70.51	94.75	73.8

Voile Vy4**Tableau 5-23 :** Sollicitations de calcul dans le voile Vy4

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	979.92	108.55	510.47	626.71	307.36	131.01	197.76
Etage 1	751.37	-48.2	-165.39	657.061	249.44	112.23	-103.86
Etage 2.3.4	765.742	-34.91	-229.50	693.03	238.74	188.12	-140.71
Etage 5.6.7	575.25	23.76	176.53	310.18	173.95	167.97	118.34
Etage 8.9.10	320.38	33.66	116.77	181.71	109.79	104.68	80.15

Voile Vy5**Tableau 5-24 :** Sollicitations de calcul dans le voile Vy5

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2306.83	-1101.48	1232.07	153.16	-206.69	1208.86	409.73
Etage 1	1394.22	-38.83	-331.69	1344.47	343.66	302.57	-158.20
Etage 2.3.4	1275.27	-112.58	-415.35	1138.06	434.26	289.66	-232.78
Etage 5.6.7	929.64	-103.52	-259.81	826.73	319.24	135.10	-180.86
Etage 8.9.10	555.66	-145.13	-145.13	555.66	54.75	32.21	-113.91

Voile Vy6**Tableau 5-25 :** Sollicitations de calcul dans le voile Vy6

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2195.15	-1147.84	1192.11	77.37	-251.41	1184.93	393.87
Etage 1	1397.11	128.98	403.33	662.33	362.918	380.37	206.47
Etage 2.3.4	1331.07	93.1	403.31	779.91	478.38	386.55	233.23
Etage 5.6.7	942.36	91.71	254.22	529.81	318.75	231.43	178.93
Etage 8.9.10	564.47	-14.78	140.18	163.59	54.35	118.58	111.8

Voile Vy7**Tableau 5-26:** Sollicitations de calcul dans le voile Vy7

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1931.24	-1170.83	1261.53	-122.96	-369.147	1245.92	422.917
Etage 1	1050.712	-256.29	-268.56	848.57	210.23	256.75	117.22
Etage 2.3.4	939.72	-58.90	-352	904.63	270.60	284	186.56
Etage 5.6.7	683.92	-48.88	-226.48	639.6	216.81	167.05	-155.52
Etage 8.9.10	442.68	-115.21	-115.21	442.68	17.1	64.36	-91.33

Voile Vy8

Tableau 5-27 : Sollicitations de calcul dans le voile Vy8

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1804.74	-1098.95	1100.03	1589.177	-414.87	1096.63	-377.96
Etage 1	1004.95	-168.16	284.54	346.74	192.479	268.14	140.41
Etage 2.3.4	933.08	58.12	322.66	467.06	270.57	312.41	181.15
Etage 5.6.7	670.4	59.3	210.07	209.05	349.04	223.93	155.96
Etage 8.9.10	436.79	-39.37	125.12	89.13	14.61	111.1	98.12

Voile d'ascenseur

Le voile d'ascenseur ne contribue presque pas au contreventement, alors son ferrailage est calculé avec les sollicitations les plus défavorables :

Tableau 5-28: Sollicitations de calcul dans le voile d'ascenseur

$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
815.874	-17.85	-610.028	468.806	212.262	46.795	113.579

$A_v^{cal} / face$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

A_{Vmin}^{BAEL} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

A_{Vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

$A_v^{adap} / face$: Section d'armature verticale adoptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

$A_H^{min} / face$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A_H^{cal} / face$: Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

- **Exemple de calcul**

On prend comme exemple le voile Vx1 du RDC :

$$N_{\max} = 2857.28 \text{KN.m} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 2588.68 \text{KN.m}$$

$$N_{\min} = 16.34 \text{KN.m} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 2409.87 \text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 2588.68 \text{KN.m} \Rightarrow N_{\text{cor}} = 2857.28 \text{KN.m}$$

H= 2.75m ; d=0.9H= 2.475m et d'=0.1H=0.275m ; b=0.25m

- **Calcul des armatures verticales**

Pour : $N_{\min} = 16.34 \text{KN.m} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 2409.87 \text{KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{2409.87}{16.34} = 147.48 \text{m} > \frac{H}{2} = 1.375 \text{m} \Rightarrow N \text{ est un effort de compression et c à}$$

l'extérieure de la section

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$M_{ua} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 2409.87 + 16.34 \left(2.475 - \frac{2.75}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 2427.84 \text{KN.m} = 2.427 \text{MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.427}{0.25 \times 2.475^2 \times 18.48} = 0.085$$

$$\alpha = 0.11 \rightarrow z = 2.36 \text{m} \rightarrow A_1 = 25.67 \text{cm}^2 \rightarrow A = 25.26 \text{cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales dans le voile**

$$\text{BAEL91 : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.47 \text{cm}^2$$

$$\text{RPA99/version 2003 : } A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 10.31 \text{cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales dans la zone tendue**

$$A_{\min}^{\text{tendue}} = 0.2\% \times b \times l_t$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{16.34 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.75} + \frac{2409.87 \times 10^{-3}}{0.433} \times \frac{2.75}{2} = 7.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{16.34 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.75} - \frac{2409.87 \times 10^{-3}}{0.433} \times \frac{2.75}{2} = -7.62 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma^- \times H}{\sigma^+ \times \sigma^-}$$

$$l_t = 1.37 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{tendue}} = 0.2\% \times 0.25 \times 1.37 = 6.85 \text{ cm}^2$$

$$A \geq A_{\min}^{\text{tendue}}$$

On opte pour $A_v^{\text{tendue}} = 14\text{HA}16 = 28.14 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures minimales dans la zone courante**

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = h - 2l_t = 2.75 - 2 \times 1.37$$

$$l_c = 0.01 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{courante}} = 2.5 \text{ cm}^2 < A$$

On opte pour $A_v^{\text{courante}} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Espacements des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures horizontales**

On a : $V = 738.276 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{1.4V}{b \times d} = \frac{1.4 \times 738.276 \times 10^{-3}}{0.25 \times 2.475}$$

$$\tau_u = 1.67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) = 4.34 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Espacements des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5e, 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

Pour $S_t = 25 \text{ cm}^2$ on aura :

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{1.67 \times 0.25 \times 0.25}{0.8 \times 400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times e \times S_t}{400} = \frac{0.4 \times 0.25 \times 0.25}{400} = 0.625 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(3.26; 0.625) = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% b \times S_t = 0.93 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5HA10 = 3.93 cm²

- **Les armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } V = 1.4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 738.276 \times 10^{-3}}{400} = 28.42 \text{ cm}^2$$

- **L'espace aux extrémités des voiles**

$$\frac{L}{10} = \frac{275}{10} = 27.5 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats de calcul des voiles sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- **Voile Vx1**

Tableau 5-29 : ferrailage du voile Vx1

Niveau	RDC	Etage 1	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9,10
Section (m ²)	0.25 × 2.75	0.2 × 2.75	0.2 × 2.75	0.2 × 2.75	0.2 × 2.75
M(KN.m)	2409.87	-101.93	-72.27	-35.6	209.5
N(KN)	16.34	1996.38	1790.13	1234.33	705.79
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée

V (KN)	738.27	550.44	544.06	369.16	226.75
τ(MPa)	1.67	1.55	1.53	1.04	0.641
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	25.26	30.29	26.86	18.30	11.67
A_v^{min} (cm ²)	10.31	11	11	11	11
A_v^{adop} (cm ²)	28.14	31.4	28.14	20.10	13.56
N^{bre} /par face	14T16	10T20	14T16	10T16	12T12
S_t(cm)	20	25	20	25	20
A_h^{cal} (cm ²)	3.26	1.95	1.92	0.55	0.8
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	4.52	2.26	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	4T12	2T12	2T12	2T8	2T8
S_t(cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vx2

Tableau 5-30: ferrailage du voile Vx2

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m²)	0.25×2.25	0.2×2.25 ²	0.2×2,25	0.2×2.25	0.2×2.25
M(KN.m)	-2773.03	-36.21	-29.81	-46.25	132.82
N(KN)	105.5	162.029	1509.26	1052.16	637.41
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	849.47	295.04	393.41	264.31	182.5
τ(MPa)	2.34	1.02	1.36	0.914	0.63
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	36.7	23.98	22.26	13.92	10.18
A_v^{min} (cm ²)	8.43	9	9	9	9
A_v^{adop} (cm ²)	39.44	24.12	24.12	15.40	11.30
N^{bre} /par face	10T20+4T16	12T16	12T16	10T14	10T12
S_t(cm)	15	20	20	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	3.67	1.95	1.7	1.14	0.79
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	4.52	2.26	2.26	1.57	1.01

N^{bre} /par Plan	4T12	2T12	2T12	2T10	2T8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy1

Tableau 5-31: ferrailage du voile Vy2

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m ²)	0.25×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN.m)	-95.47	27.6	9.45	-24.68	-34.38
N(KN)	1037.02	788.34	789.73	574.76	325.15
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	182.5	76.77	124.35	118.03	79.84
τ (MPa)	1.13	1.57	1.075	1.02	0.69
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	19.02	12.65	11.80	9.44	6.32
A_v^{min} (cm ²)	3.75	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	20.10	15.4	12.32	11.3	9.04
N^{bre} /par face	10T16	10T14	8T14	10T12	8T12
S_t (cm)	10	10	15	10	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.77	0.83	1.34	1.28	0.86
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2T12	2T8	8T10	2T10	2T8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy2

Tableau 5-32: ferrailage du voile Vy2

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m ²)	0.25×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN.m)	39.6	-30.90	-54.93	-50.59	-47.75
N(KN)	493.72	668.122	650.497	481.3	249.109
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée

V (KN)	198.34	73.26	127.93	110.675	74.696
τ(MPa)	1.23	0.63	1.1	0.95	0.64
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	14.73	11.08	11.98	8.122	2.7
A_v^{min} (cm ²)	3.75	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	15.4	11.3	13.56	9.04	6.28
N^{bre} /par face	10T14	10T12	12T12	8T12	8T10
S_t(cm)	10	10	10	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.93	0.79	1.38	1.2	0.81
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2T12	2T8	2T10	2T10	2T8
S_t(cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy3

Tableau 5-33 : ferrailage du voile Vy3

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m²)	0.25×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN.m)	446.50	62.67	50.39	47.94	106.06
N(KN)	25.39	673.634	673.27	484	127.57
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	187.076	90.915	129.03	110.6	73.08
τ(MPa)	1.16	0.786	1.11	0.956	0.63
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	13.46	12.68	12.09	9.25	2.02
A_v^{min} (cm ²)	3.75	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	15.4	13.56	13.56	9.42	6.28
N^{bre} /par face	10T14	12T12	12T12	12T10	8T10
S_t(cm)	10	10	10	10	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.82	0.98	1.7	1.19	0.81
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	2.26	1.57	1.01

N^{bre} /par Plan	2T12	2T8	2T12	2T10	2T18
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy4

Tableau 5-34 : ferrailage du voile Vy4

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m ²)	0.25×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN.m)	108.55	-48.2	-34.91	23.76	33.66
N(KN)	979.92	751.376	765.74	575.25	320.38
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	197.765	103.868	140.71	118.34	80.15
τ (MPa)	1.23	0.89	1.21	1.02	0.69
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	18.76	13.11	12.68	9.4	6.21
A_v^{min} (cm ²)	3.75	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	20.1	15.4	13.56	11.3	6.28
N^{bre} /par face	10T16	10T14	12T12	10T12	8T10
S_t (cm)	10	10	10	10	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.92	1.39	2.02	1.28	1.07
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	2.26	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2T12	2T10	2T12	2T10	2T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy5

Tableau 5-35 : ferrailage du voile Vy5

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m ²)	0.25×1.7	0.2×1.7	0.2×1.7	0.2×1.7	0.2×1.7
M(KN.m)	1208.86	-331.69	-112.58	-103.52	-145.13
N(KN)	206.69	1344.47	1275.27	929.64	555.66
section	partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée

V (KN)	409.73	158.20	232.785	180.86	113.913
τ(MPa)	1.15	0.72	1.06	0.82	0.52
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	19.33	24.12	21.18	15.99	10.14
A_v^{min} (cm ²)	6.37	6.8	6.8	6.8	6.8
A_v^{adop} (cm ²)	20.1	28.14	24.12	18.48	11.3
N^{bre} /par face	10T16	14T16	12T16	12T14	10T12
S_t(cm)	15	10	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	2.24	1.12	1.65	1.3	0.81
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	2.26	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2T12	2T10	2T12	2T10	2T8
S_t(cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy6

Tableau 5-36 : ferrailage du voile Vy6

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m²)	0.25×1.7	0.2×1.7	0.2×1.7	0.2×1.7	0.2×1.7
M(KN.m)	1192.11	128.98	93.1	91.71	-14.78
N(KN)	77.37	1397.111	1331.07	942.36	564.47
section	partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	393.877	206.474	233.231	178.936	111.8
τ(MPa)	1.46	0.94	1.06	0.81	0.51
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	20.66	20.3	18.69	15.87	7.38
A_v^{min} (cm ²)	6.37	6.8	6.8	6.8	6.8
A_v^{adop} (cm ²)	24.12	24.12	20.1	18.48	9.04
N^{bre} /par face	12T16	12T16	10T16	12T14	8T12
S_t(cm)	15	15	15	15	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.85	1.46	1.65	1.3	0.8
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	3.08	1.57	2.26	1.57	1.01

N^{bre} /par Plan	2T14	2T10	2T12	2T10	2T8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy7

Tableau 5-37 : ferrailage du voile Vy7

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m ²)	0.25×1.65	0.2×1.65	0.2×1.65	0.2×1.65	0.2×1.65
M(KN.m)	1261.53	-265.29	-58.9	-48.88	-115.22
N(KN)	122.96	1050.71	939.72	683.92	442.68
section	partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	422.91	117.22	186.56	155.52	91.33
τ (MPa)	1.61	0.559	0.89	0.74	0.43
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm ²)	22.33	19.23	15.06	11.12	8.18
A_v^{min} (cm ²)	6.11	6.52	6.52	6.52	6.52
A_v^{adop} (cm ²)	24.12	20.1	18.48	11.3	9.04
N^{bre} /par face	12T16	10T16	12T14	10T12	8T12
S_t (cm)	15	15	15	15	20
A_h^{cal} (cm ²)	3.15	0.87	1.39	1.16	0.67
A_h^{min} (cm ²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm ²)	3.16	1.01	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	4T10	2T8	2T10	2T10	2T8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Voile Vy8

Tableau 5-38 : ferrailage du voile Vy8

Niveau	RDC	Etage 1	Etage2,3,4	Etage5,6,7	Etage8,9,10
Section (m ²)	0.25×1.65	0.2×1.65	0.2×1.65	0.2×1.65	0.2×1.65
M(KN.m)	1096.63	-168.16	58.13	59.3	-39.37
N(KN)	414.87	1004.95	933.08	670.40	436.795
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée

V (KN)	377.97	140.414	181.157	155.96	98.12
τ(MPa)	1.44	0.67	0.86	0.74	0.46
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34	4.34	4.34	4.34	4.34
A_v^{cal} (cm²)	15.51	16.43	14.95	11.2	6.36
A_v^{min} (cm²)	6.11	6.52	6.52	6.52	6.52
A_v^{adop} (cm²)	18.48	18.48	15.4	11.3	9.04
N^{bre} /par face	12T14	12T14	10T14	10T12	8T12
S_t(cm)	15	15	15	15	20
A_h^{cal} (cm²)	2.25	1.05	1.35	1.16	0.73
A_h^{min} (cm²)	0.93	0.75	0.75	0.75	0.75
A_h^{adop} (cm²)	2.26	1.57	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2T12	2T10	2T10	2T10	2T8
S_t(cm)	20	20	20	20	20

- Voile d'ascenseur

Tableau 5-39 : ferrailage du voile d'ascenseur

Section (m²)	0.15×1.85
M(KN.m)	-17.85
N(KN)	815.874
section	Entièrement comprimée
V (KN)	113.579
τ(MPa)	0.637
$\bar{\tau}$ (MPa)	4.34
A_v^{cal} (cm²)	12.14
A_v^{min} (cm²)	5.55
A_v^{adop} (cm²)	13.56
N^{bre} /par face	12T12
S_t(cm)	20
A_h^{cal} (cm²)	0.6
A_h^{min} (cm²)	0.56

A_h^{adop} (cm ²)	1.01
N^{bre} /par Plan	2T8
S_t (cm)	20

5.5.4 Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile Vy8 au niveau du RDC

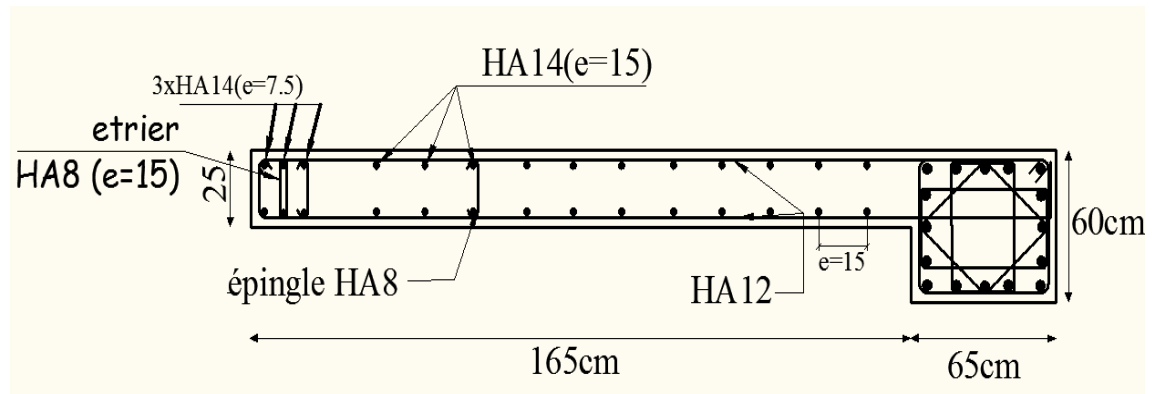


Figure 5-9 : Schéma de ferrailage du voile Vy8

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

6.1.1 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

L'importance de l'ouvrage.

La distance entre axes des poteaux.

La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 1.5 bars le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à -4m, du niveau de base.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

6.1.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

6.1.3 Calcul de la surface des fondations

N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar}$$

$$S_{\text{bat}} = 446.2 \text{ m}^2.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{55363.3}{150}$$

$$S \geq 369.08 \text{ m}^2.$$

La surface des fondations représente 82.71% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface $S_{\text{rad}} = 446.2 \text{ m}^2$.

6.2 Radier général

6.2.1 Définition

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

6.2.2 Dimensionnement

- **La condition de coffrage**
- **Nervure**

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \dots\dots\dots(1)$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 550 \text{ cm}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h \geq 55 \text{ cm}$

- **La dalle**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots(2)$$

En remplaçant dans la relation (2) on obtient : $h_d \geq 27.5\text{cm}$

• **La condition de rigidité**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots\dots\dots(1)$$

$$L_e = [(4 \times E \times I) / K \times b]^{1/4} \dots\dots\dots(2)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (5.5)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.2 \times 10^7} \quad h \geq 0.83\text{m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure $h = 90 \text{ cm}$.

La hauteur de la dalle du radier $h_d = 30\text{cm}$.

6.2.3 Les Vérifications nécessaires :**6.2.3.1 Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

$N = 55363.3\text{KN}$.

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$H = 4\text{m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{\text{rad}} = 446.2\text{m}^2$ (surface totale du radier).

$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

$F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w = 1.5 \times 4 \times 446.2 \times 10 = 26772 \text{ KN}$

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Condition vérifiée.

6.2.3.2 Vérification au poinçonnement

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

Il faut vérifier que :

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N = 1529.07 \text{ KN.}$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_d$$

$$B = b + h_d$$

$$A = 60 + 30 = 90 \text{ cm.}$$

$$B = 50 + 30 = 80 \text{ cm.}$$

On trouve $U_c = 3.4 \text{ m.}$

$$0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 3.4 \times 0.85 \times 25 / 1.15 = 2827.17 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

6.2.3.3 Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.15} 25 = 1.52 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{55363.3 \times 5.5}{2 \times 446.2} = 341.2 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{341.2}{1 \times 0.9 \times 0.3 \times 10^3} = 1.26 \text{ MPa} \geq 1.52 \text{ MPa.}$$

La Condition est vérifiée donc on a pas besoins d'armatures transversales.

6.2.3.4 Vérification des contraintes dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 13994.3193 \text{m}^4$, et $X_G = 11.5 \text{ m}$.

$I_y = 19669.98 \text{m}^4$, et $Y_G = 9.7 \text{m}$.

$M_x = 3638.43 \text{KN.m}$, $M_y = 3395.05 \text{KN.m}$.

$N = 55363.3 \text{KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{55363.3}{446.2} + \frac{3638.34 \times 9.5}{13994.319} = 0.126 \text{MPa}$$

$\sigma_1 < \sigma_{sol}$

$$\sigma_2 = \frac{55363.3}{446.2} - \frac{3638.34 \times 9.5}{13994.319} = 0.121 \text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.126 + 0.121}{4} = 0.124 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{55363.3}{446.2} + \frac{3395.05 \times 11.5}{19669.98} = 0.125 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{55363.3}{446.2} - \frac{3395.05 \times 11.5}{19669.98} = 0.122 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.125 + 0.122}{4} = 0.124 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy

6.2.4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Calcul des sollicitations :

$$Q_U = \frac{N}{S_{rad}}$$

$$Q_U = \frac{78794.38}{446.2} = 176.58 \text{KN/m}^2.$$

N : est l'effort normal ramené par la superstructure

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$L_y = 5.5 - 0.3 = 5.2 \text{m}$; $L_x = 4.9 - 0.3 = 4.6 \text{m}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 \geq 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

- L'ELU

$$\mu_x = 0.0476$$

$$\mu_y = 0.7438$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0476 * 176.58 * (4.6)^2 = 177.85 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.7438 * 177.85 = 132.28 \text{KN.m}$$

- Moment en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 133.38 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 112.43 \text{KN.m}$$

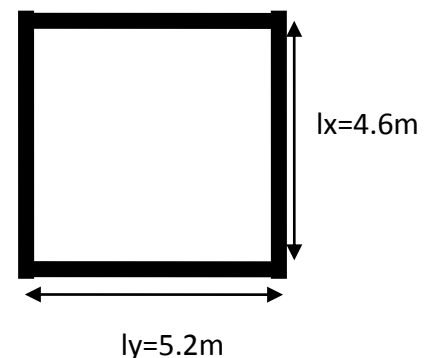


Figure 6-1: Dalle sur quatre appuis

- **Moment en appuis**

$$M_{\max} = M_{\min} = 0.5M_x = 88.92 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

- **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.88) \times 100 \times \frac{30}{2} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-1 : Tableau de ferrailage du radier

Localisation		M_t (KN.m)	Acal (cm^2/m)	Amin (cm^2/m)	Choix/ml (cm^2)	A'cal (cm^2/m)	Choix/ml (cm^2)
travée	x-x	133.38	19.07	2.54	4HA20=19.64	14.42	5HA20=15.7
	y-y	112.43	15.71	2	6HA20=18.84	/	/
Appui		88.92	11.45	2.54	4HA20=12.56	/	/

• **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

6.2.4.1 Vérification

• **A I' ELU**

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 251.88 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 174.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{174.36}{1 \times 0.27 \times 10^4} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau^{adm} = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc on a pas besoin d'armatures transversales

- **A I 'ELS**

$$\mu_x = 0.0546$$

$$\mu_y = 0.8216$$

$$N = 555363.3$$

$$Q_s = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{55363.3}{446.2} = 124.07 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0546 \times 124.07 \times (4.6)^2 = 143.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 117.77 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 107.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 100.1 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 71.67 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-2: Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	107.5	10	118472.73	8.07	231.38
	yy	100.1	9.84	114974.76	8.56	224.09
Appui		71.67	8.37	84935.15	7.06	235.8

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on va recalculer les armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-3 : Vérification des contraintes nouvelle

Localisation	M_{ser} (KN.m)		β	α	A_{cal} (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	section (cm ²)	St(cm)
	Travée	xx	107.5	0.007	0.385	22.7	5HA25	24.54
yy		100.1	0.006	0.361	20.9	5HA25	24.54	20 cm
Appui	71.67		0.004	0.3	14.6	5HA20	15.71	20cm

6.2.4.2 Schéma de ferrailage du radier

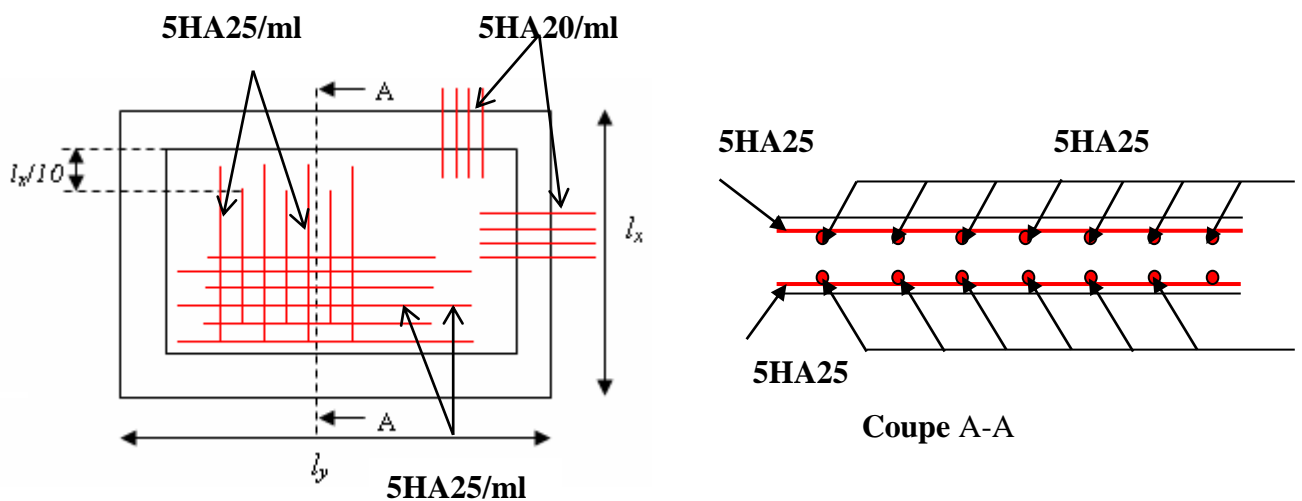


Figure 6-2 : Schéma de ferrailage du radier.

6.3 Les nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Pm charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- Pv charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire :

$$P'_v = P'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_u = 191.88 \text{ KN/m}^2, q_s = 139.07 \text{ KN/m}^2.$$

6.3.1 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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (YY)**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travées	Appuis
M_U (KN.m)	1020.12	-1820.1
M_S (KN.m)	851.97	-1316.2

- **Sens transversal (XX)**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	travées	Appuis
M_U (KN.m)	762.82	-1539.59
M_S (KN.m)	552.06	-1146.25

6.3.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

• Sens YY

$h=0.9\text{ m}$

$h_0=0.3\text{m}$

$b_0=0.6\text{m}$

$d=0.85\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.214; 2.75)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.21\text{m}$

On prend $b_1=20\text{cm}$.

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 1\text{m}$.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-6 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures).

sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix
y-y	Travée	1020.12	38.86	10.14	40.25	5HA25+5HA20
	Appui	-1820.1	68.2	10.26	71.44	4HA32+8HA25

• Sens XX

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.9\text{ m}$

$h_0=0.3\text{m}$

$b_0=0.6\text{m}$

$d=0.85\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.39; 2.45)$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.39\text{m}$

On prend $b_1=35\text{cm}$.

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 1.4\text{m}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-après :

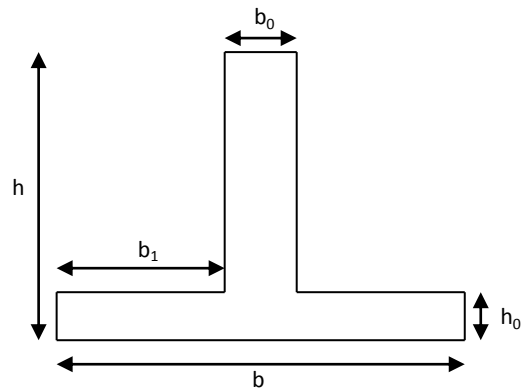


Figure 6-3: Section à ferrailer

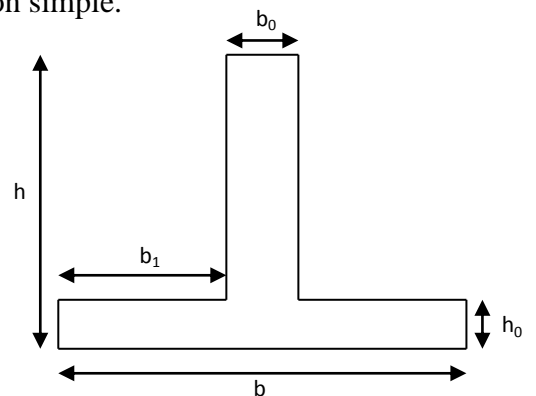


Figure 6-4 : Section à ferrailer

Tableau 6-7 : Résumé des résultats de ferrailage.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	762.82	26.52	14.36	29.69	7HA20+5HA14
	Appui	-1539.59	48.79	16.05	51.84	8HA25+4HA20

6.3.3 Vérifications

6.3.3.1 A L'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-8 : Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens YY	547.54	0.37	Vérifiée
Sens XX	424.35	0.34	Vérifiée

6.3.3.2 A L'ELS

- **État limite de compression du béton**

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

- **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6-9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M _s (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	travée	504.26	25.25	2.3 10 ⁶	5.35	15	174.5	201.6
	appui	-1146.25	34.31	4.2 10 ⁶	6.63	15	247.86	201.6
X-X	travée	851.97	27.09	3.6 10 ⁶	6.32	15	185.41	201.6
	appui	-1316.2	31.44	3.1 10 ⁶	11.8	15	309.83	201.6

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on recalcule les armatures à l'ELS :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\sigma_s} ; z = 0.93d$$

Les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-10 : Nouvelles vérification des contraintes.

Sens	M _{ser} (KN.m)	z (m)	A _{ser} (cm ²)	choix
Y-Y	-1146.25	0.79	71.9	6HA32+6HA25
X-X	-1316.2	0.79	82.64	8HA32+4HA25

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.28; 65; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(21.25; 12) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

6.3.4 Schémas de ferrailage des nervures

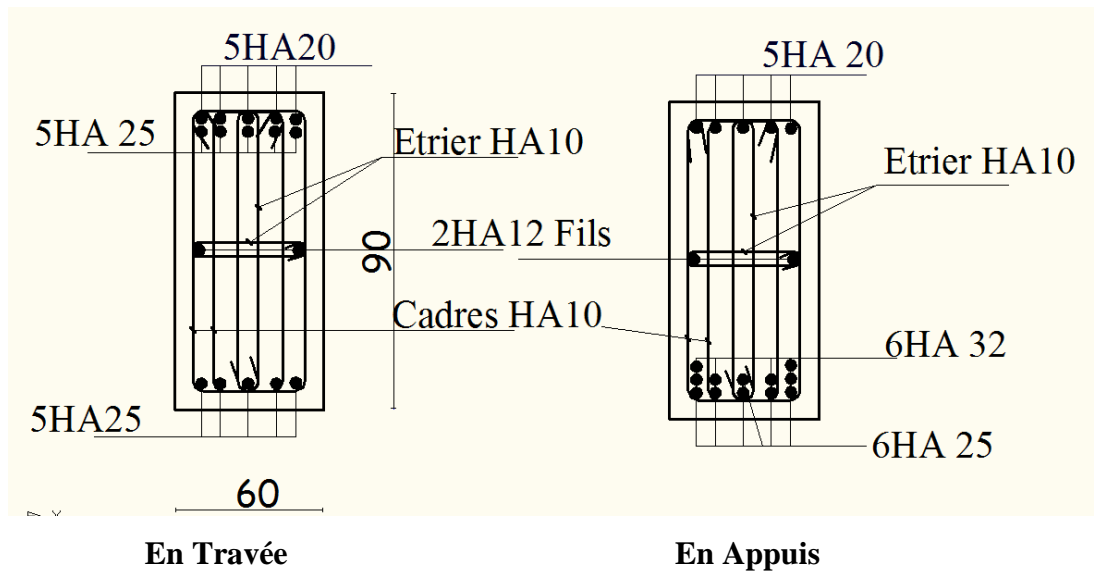


Figure 6-5: Schéma de ferrailage des nervures sens (YY).

6.4 Voile périphérique

6.4.1 Définition

Selon le RPA99/version 2003 les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Une épaisseur minimale de 15cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans le voile ne doit pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

6.4.2 Dimensionnement des voiles

- Hauteur : $h=4\text{m}$.
- Longueur : $L=5.5\text{m}$.
- Épaisseur : $e=20\text{cm}$.

6.4.3 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma_h = 15.5 \text{KN} / \text{m}^2$
- Angle de frottement : $\varphi = 40^\circ$
- La cohésion : $C = 1.5 \text{bar}$

6.4.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

6.4.4.1 La poussée des terres

A la base du rideau : la pression $P_1 = A \times \gamma \times h$

A : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.

$$A = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.217$$

$$P_1 = 0.217 \times 15.5 \times 4 = 13.45 \text{KN/m}^2$$

6.4.4.2 Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{KN/m}^2$$

$$P_2 = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times 0.217 = 2.17 \text{KN} / \text{m}^2$$

6.4.5 Ferrailage du voile

- **Méthode de calcul**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

6.4.5.1 Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 15.78 \text{KN/m}$$

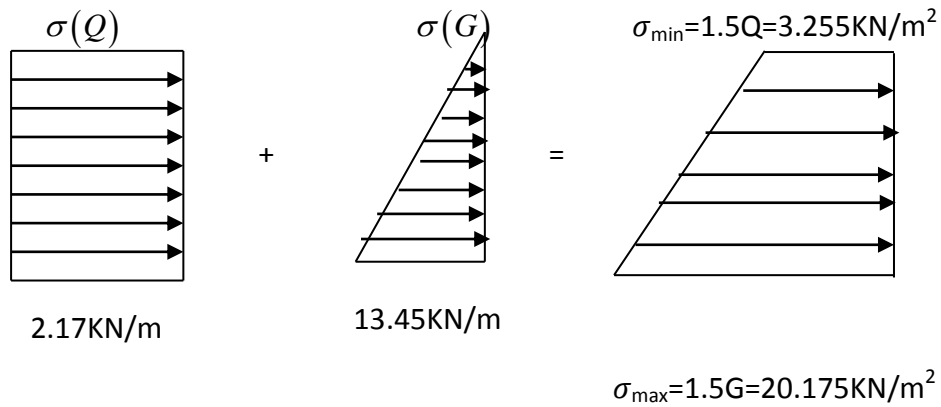


Figure 6-6 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 15.945 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ m} = 15.945 \text{ kN/m.}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes

$$L_x = 4 \text{ m. ; } L_y = 5.2 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5.2} = 0.76 \quad \rho < 0.4 \text{ donc Le panneau travail dans les deux sens}$$

ELU

$$\mu_x = 0.0608$$

$$\mu_y = 0.5274$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0608 \times 15.945 \times 4^2 = 15.51 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8.18 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 13.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.95 \text{ kN.m}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 7.75 \text{ kN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le RPA.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20)m^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6-11 : Ferrailage du voile périphérique

Sens		M (KN.m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adp} (cm ²)/ml	choix
travée	x-x	13.18	2.13	2	3.14	4HA10
	y-y	6.95	1.11	2	3.14	4HA10
appui		7.75	1.24	2	3.14	4HA10

- **Espacements**

$$\begin{cases} sens\ x\text{-}\ x : S_t \leq \min(3 \times h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ sens\ y\text{-}\ y : S_t \leq \min(4 \times h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

6.4.5.2 Vérifications

• **A l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2.$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ condition vérifiée.

- **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \quad \text{(Fissuration nuisible)}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{13.94 \times 5.2}{2} = 36.24\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{36.24}{1 \times 0.18} = 0.2\text{MPa} < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

- **A l'ELS :**

$$\mu_x = 0.0672$$

$$\mu_y = 0.658$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 13.45 = 13.45 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 2.17 = 2.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 13.45 + 2.17}{4} = 10.63 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 10.63 \text{ KN/m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2_x = 0.0672 \times 10.63 \times 4^2 = 11.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.52 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 9.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.39 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 5.71 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 6-12 : Vérification des contraintes

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
travée	x-x	9.7	3.64	11320.08	3.11	184.57
	y-y	6.39	3.64	11320.08	2.05	121.58
Appui		5.71	3.64	11320.08	1.83	108.65

6.4.6 Schéma de ferrailage :

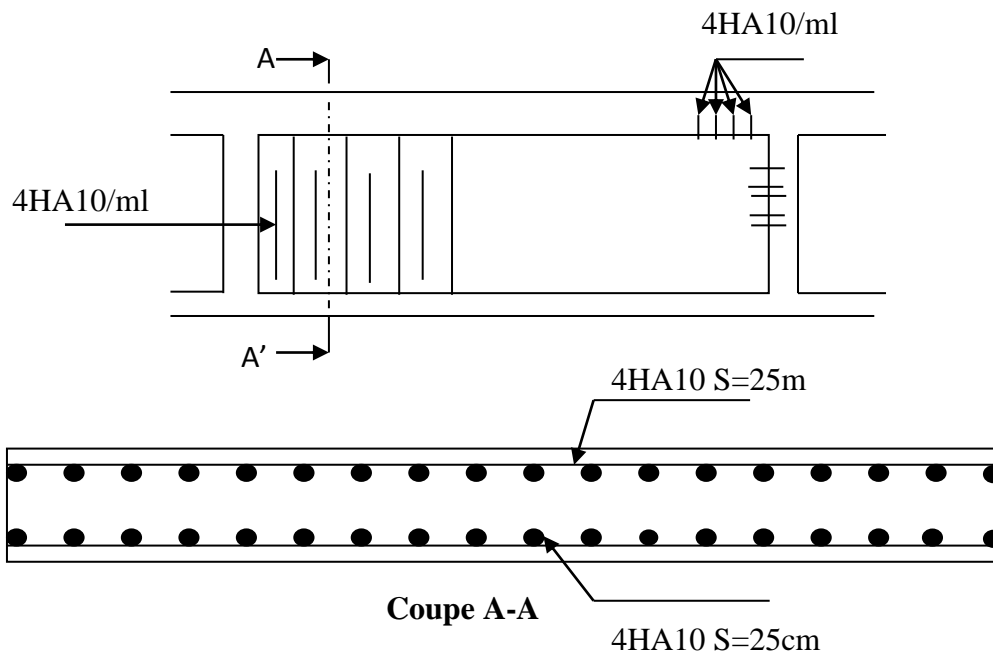


Figure 6-7 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

6.5 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

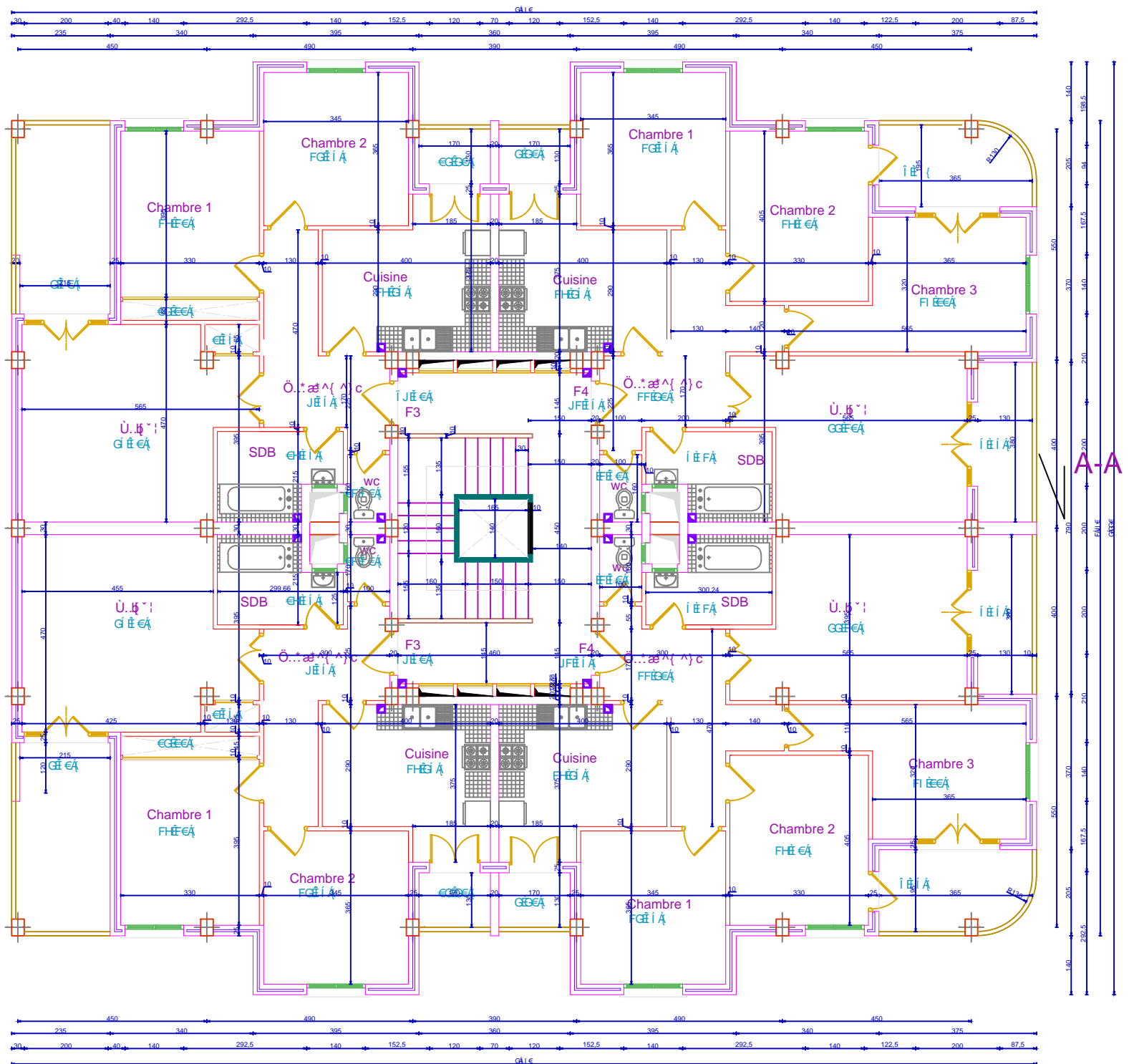
Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées pour le premier Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. , nous avons donc opté pour un radier général

Conclusion générale

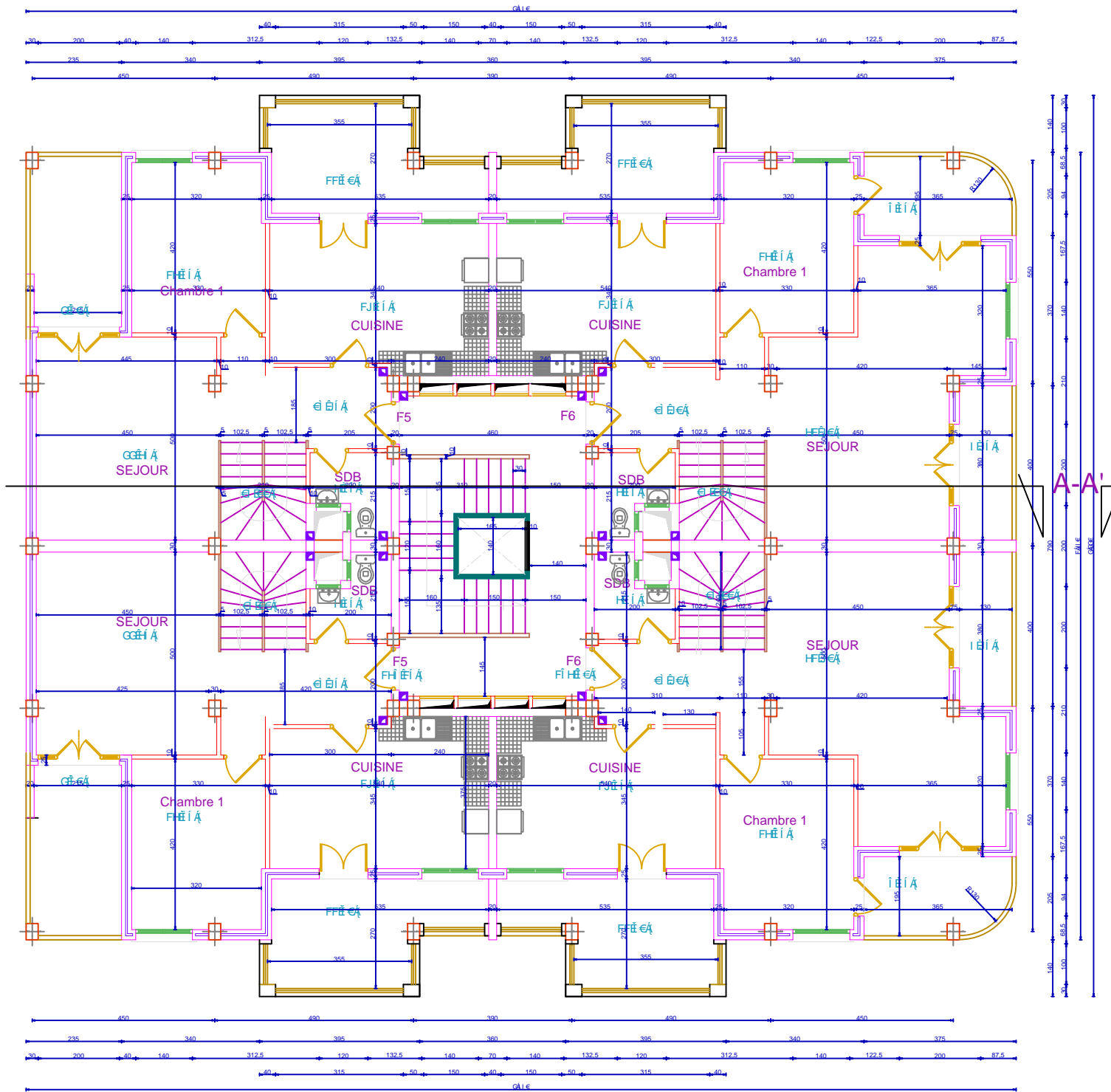
Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure.

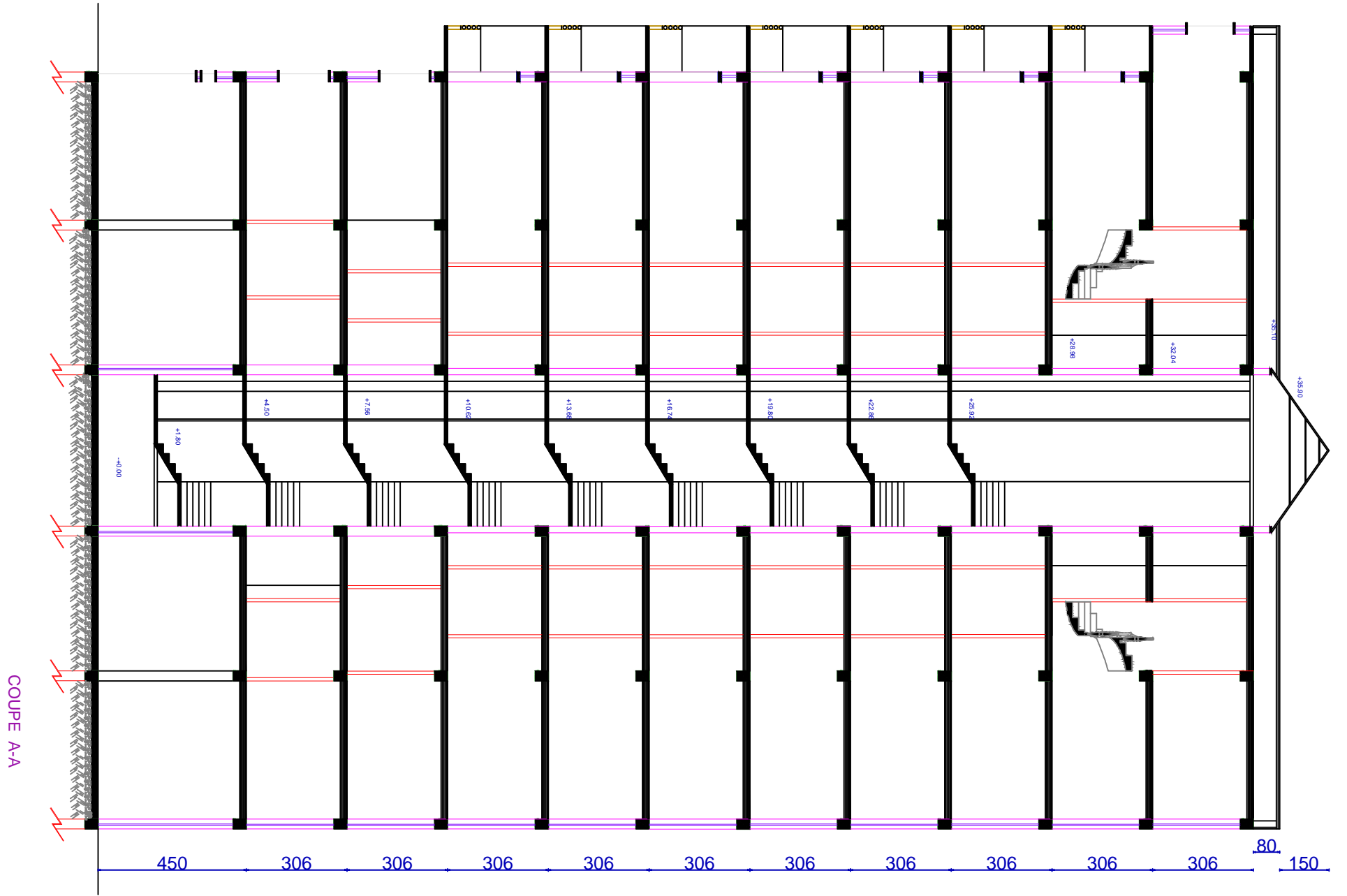
Après la réalisation d'étude technique qui constitue notre mémoire de projet de fin d'études, et à la lumière des résultats on peut conclure que :

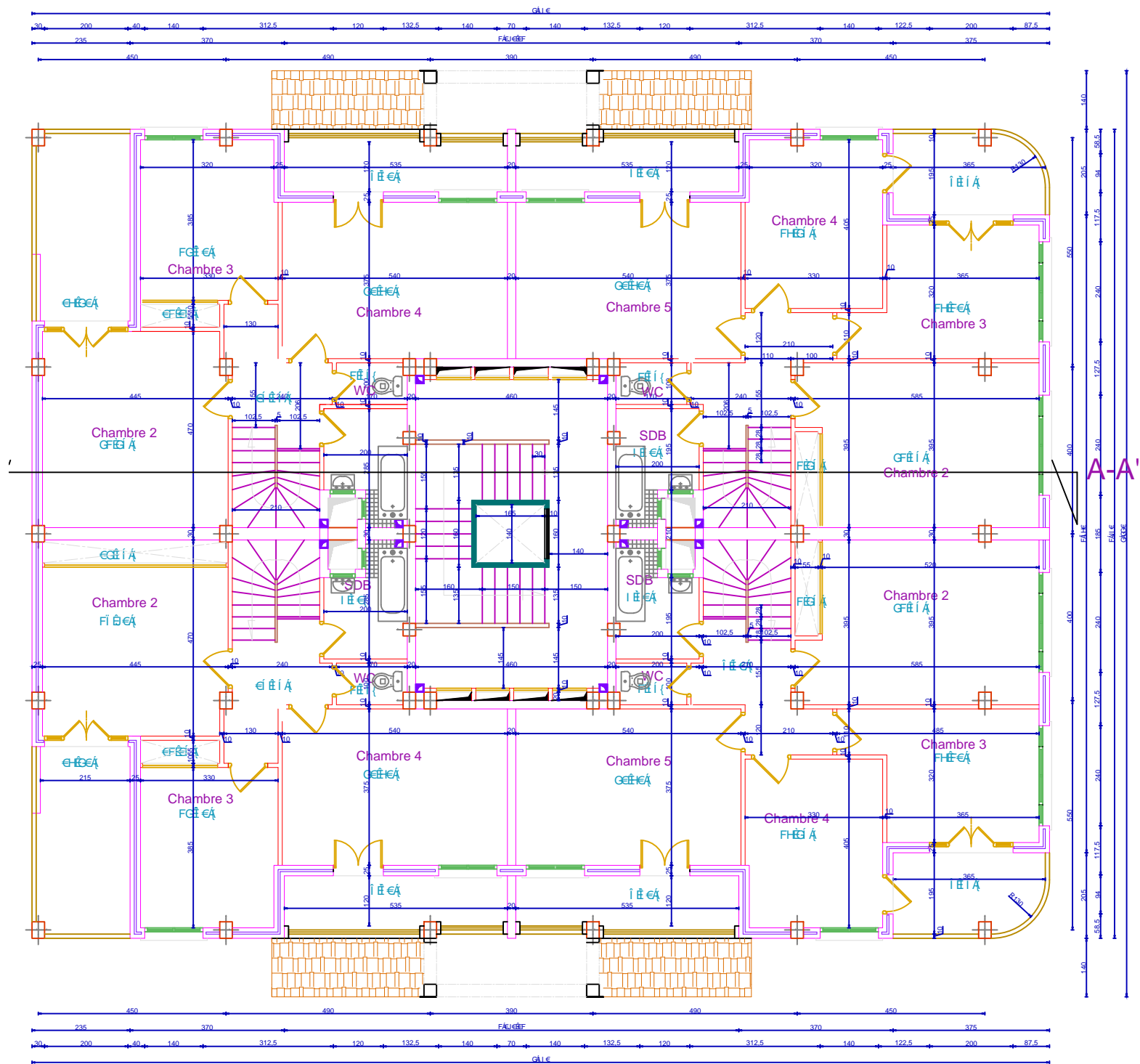
- La forme du bâtiment a été un facteur négatif qui a augmenté la complexité de son comportement ; et rendant nécessaire l'analyse tridimensionnelle avec l'outil informatique et un logiciel performant de calcul, à savoir SAP2000.
- Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû aux ouvertures dans la bâtisse. Celle-ci était dictée par des contraintes d'urbanisme.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.
- La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure ; c'est à la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier.
- L'objectif primordial, pour l'ingénieur est dans la meilleure maîtrise du rapport coût/sécurité, par une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales.



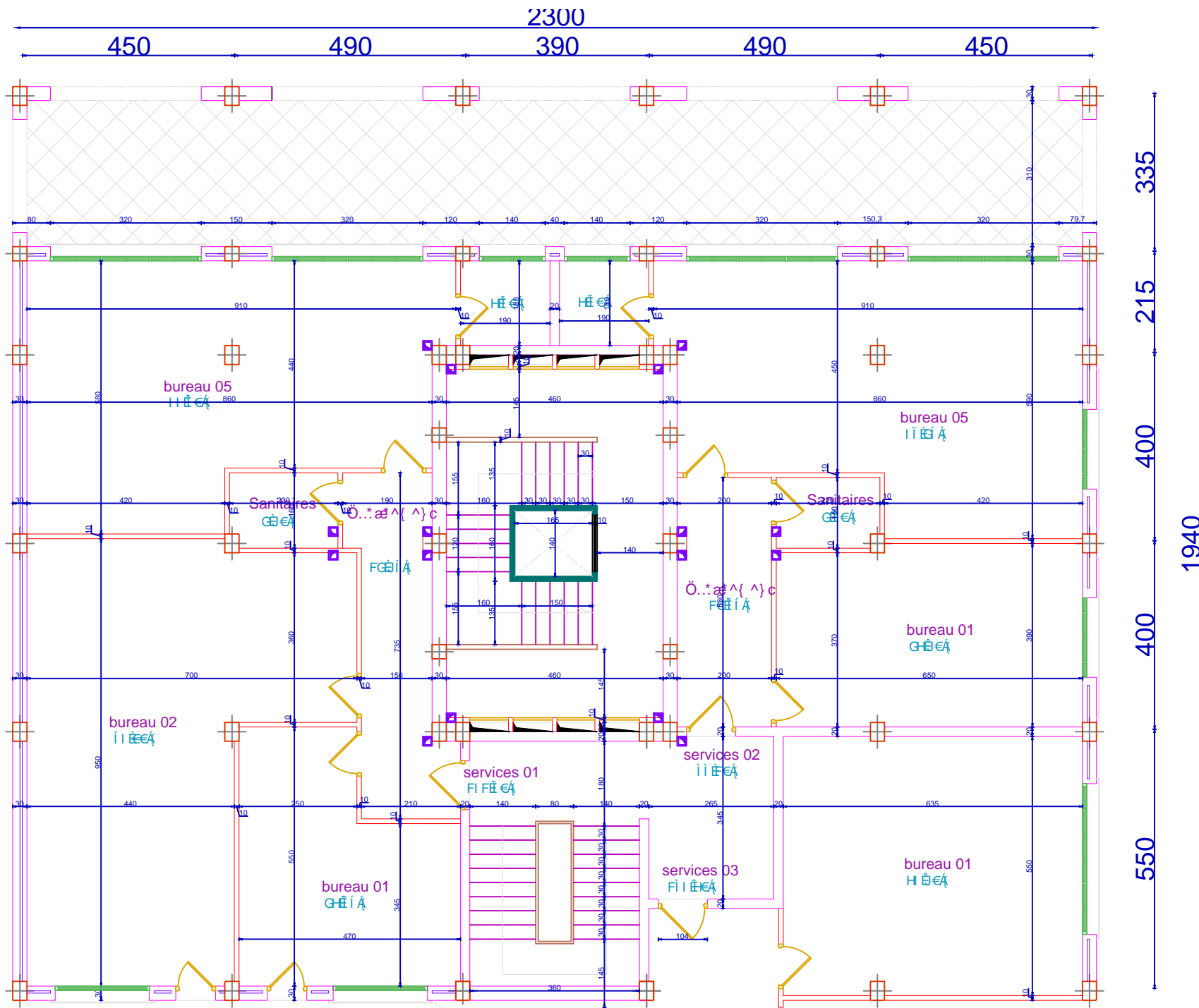
PLAN DES ETAGES DE 04 A 08



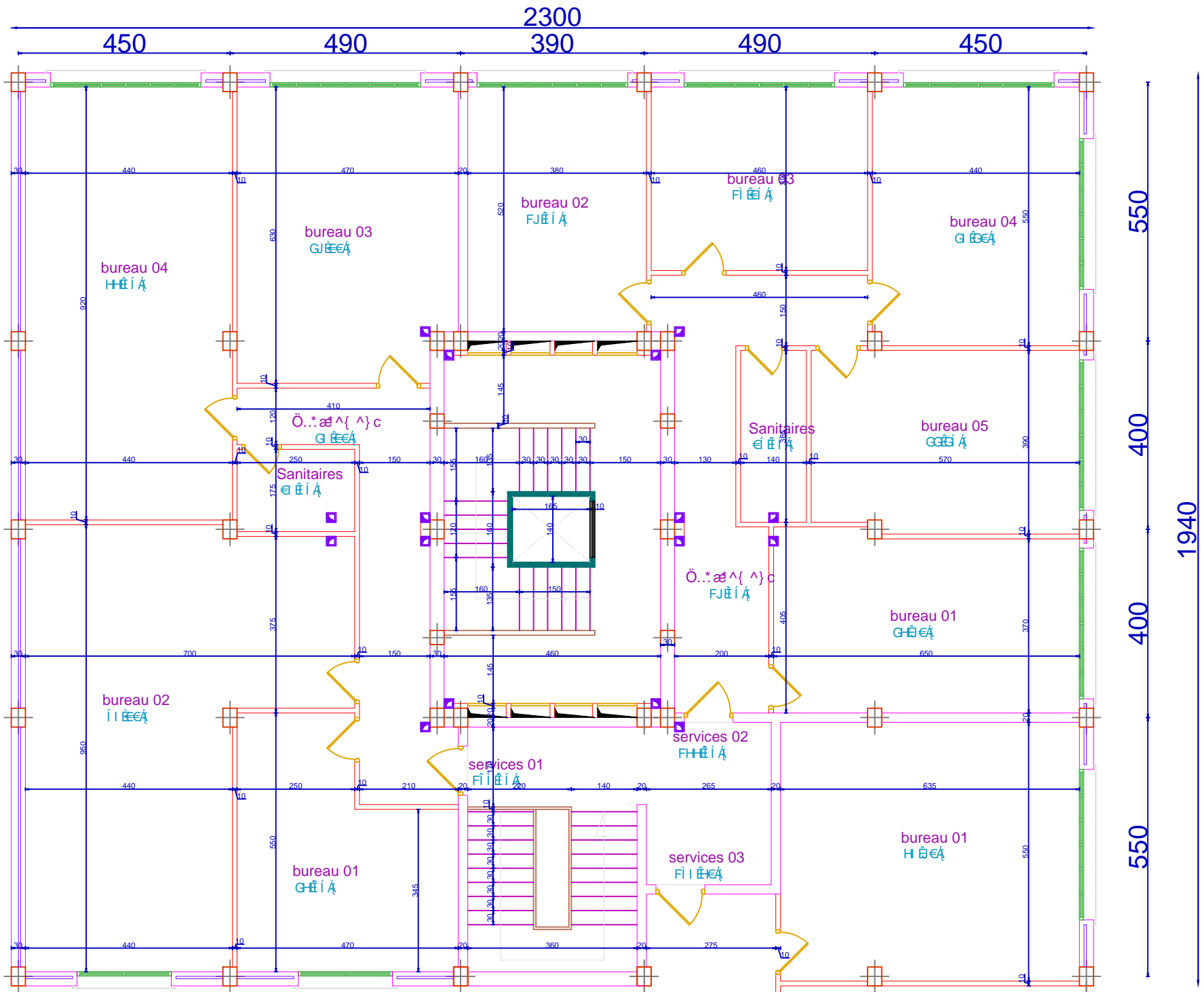




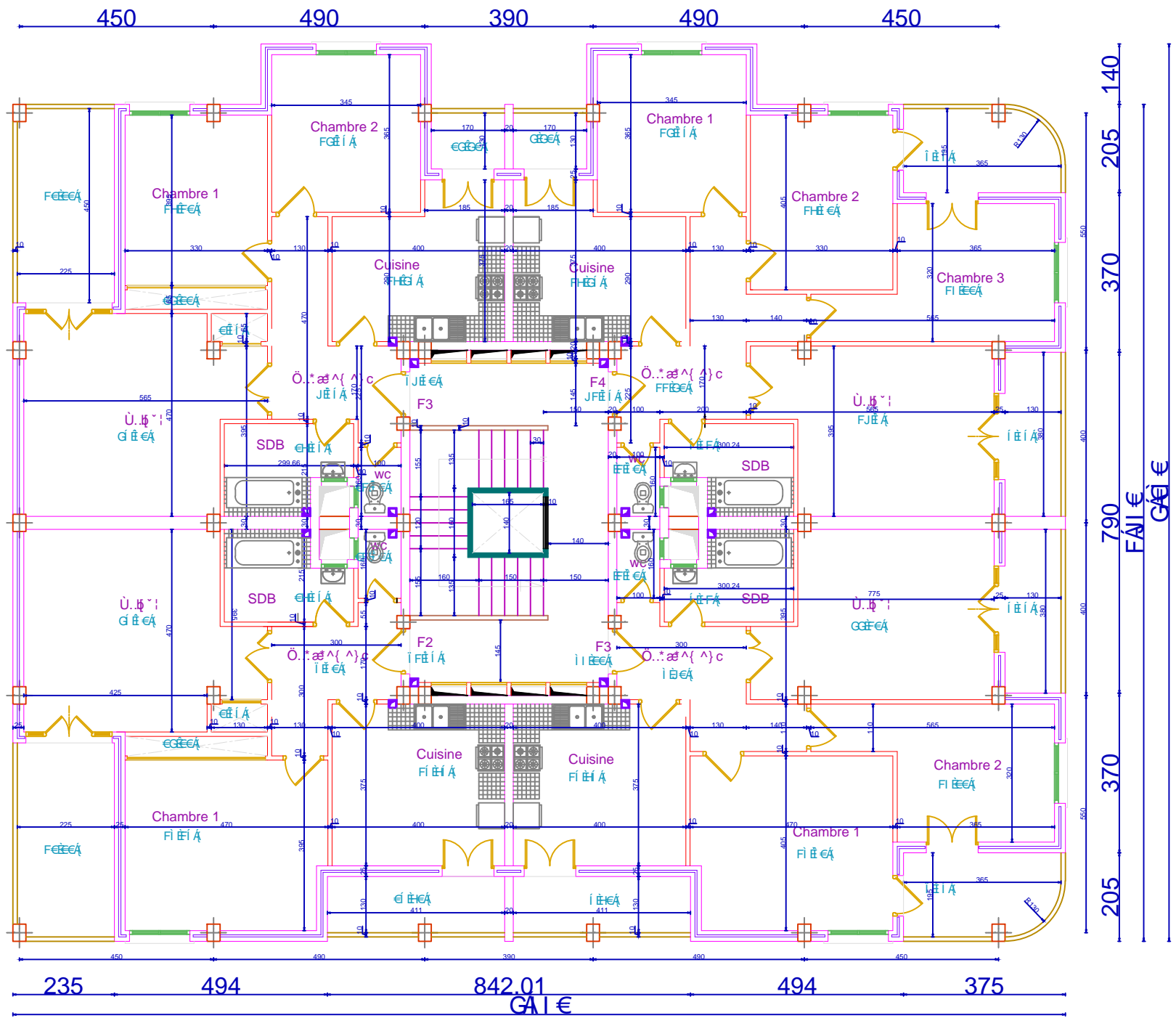
: DUPLEX NIVEAU 2



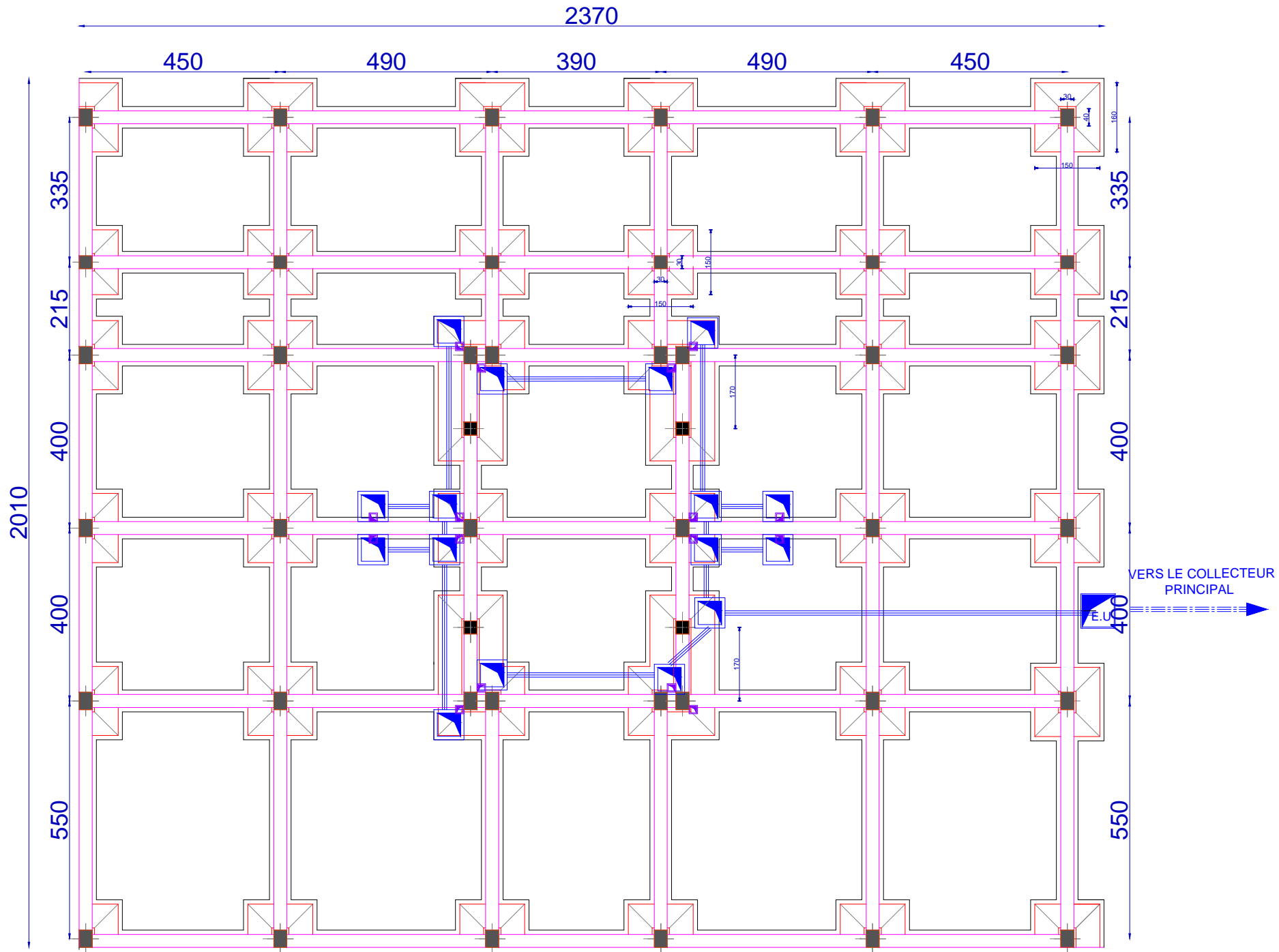
PLAN DE L ETAGE 1



PLAN DE L ETAGE 2

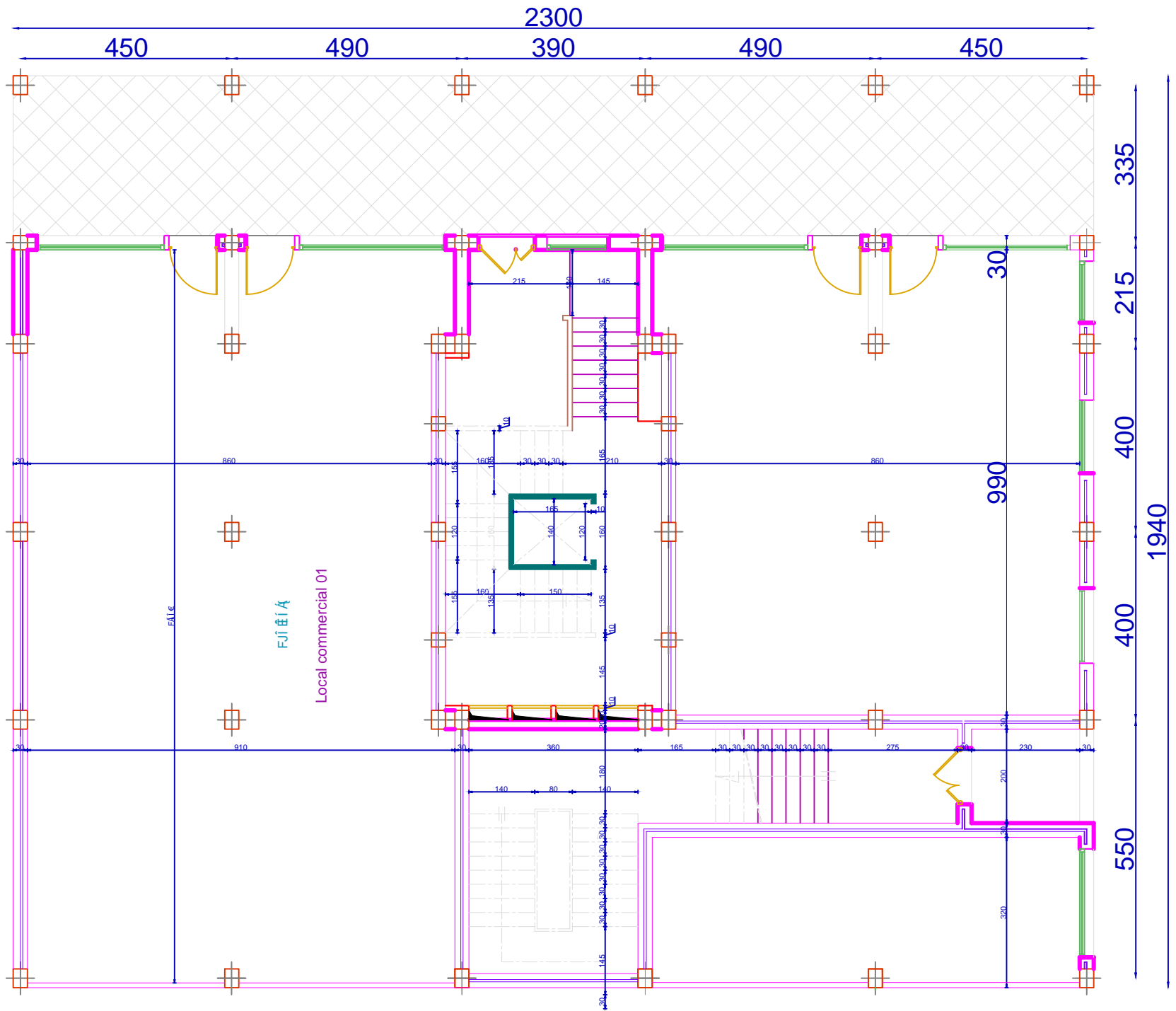


PLAN DE L'ETAGE 03



PLAN DE FONDATIONS

Plans



PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE