



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA Bejaia

Faculté de Technologie

Département de génie civil

Mémoire de fin d'études pour l'obtention de :

Diplome de Master en Génie Civil

Option: Matériaux et Structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R+10+sous-sol+2entre-sol)

à usage d'habitation et service contreventé par

un système mixte (voile-portique)

Présenté par :

Mr: BOUAMARA Achour

M^{elle} : BENHAMA Lamia

Encadré par :

M^{me} : T. BOUDINA

Membres du jury :

Mr : ALI-BOUCETTA. T

Mr : BOUZEROURA. M

Promotion 2014-2015

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études et de notre vie.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur madame T.BOUDINA pour nous avoir aidés et guidés dans ce travail.

Nous remercions les membres du jury qui feront l'honneur de juger ce modeste travail.

Et enfin on tient à remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A ma deuxième maman Hamida.

A mes frères et sœurs

A mon binôme et aussi à tous mes amis sans
exception .

BENHAMA.L

DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail à mes parents
qui m'ont toujours épaulé, soutenu, et guidé durant
toute ma vie.*

A mes frères et sœurs bien aimés.

A mon cher ami adel amaouche.

*A tous mes amis (es) que je ne pourrais jamais
mentionner sur une seule page.*

A mon binôme lamia ainsi qu'à toute sa famille.

Ahour

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristiques de la structure	1
I.2.1. caractéristique géométrique.....	1
I.2.2. données du site.....	1
I.3. Règlements et normes utilisées	1
I.4. Etat limite.....	2
I.4.1 Définition	2
I.4.2 États limite ultimes (ELU).....	2
I.4.3 Etats limite de service (ELS).....	3
I.5. Action et sollicitation.....	3
I.5.1. Les actions.....	3
I.5.2 Les sollicitations.....	5
I.6. Les caractéristiques des matériaux.....	5
I.6.1 Le béton.....	5
I.6.2 L'acier.....	8
I.7. Hypothèse de calcul.....	10
I.7.1 Calcul aux états limites de services.....	10
I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Les planchers.....	12
II.1.2. Plancher a corps creux	12
II.1.2.1 Les poutrelles :.....	13
II.1.3. Dalle pleine.....	14
II.2. Escalier.....	15
II.3. L'acrotère.....	21
II.4. Poutres.....	21
II.4.1. Poutre secondaire.....	22
II.4.2. Poutre principale.....	22
II.5. Voiles.....	22
II.6. Evaluation de charge et sur charge.....	24
II.7. Poteaux.....	26

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Méthode de calcul.....	35
III.1.1 La méthode forfaitaire.....	35
III.1.2 La méthode de Caquot.....	37
III.2.1. Etude des planchers à corps creux.....	37
III.2.1.1. Etude des poutrelles	37

III.2.1.2. Critère de la disposition des poutrelles :.....	37
III.2.1.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :.....	38
III.2.1.4. Calcul des sollicitations :.....	38
III.2.2. Calcul de la dalle pleine.....	57
III.2.2.1. Calcul des sollicitations	57
III.2.2.2. Ferrailage des différentes dalles	60
III.3 Etude des escaliers.....	83
III.3.1. Escalier type	83
III.4. L acrotère.....	96
III.4.1. Hypothèses de calcul :	196
III.5. L'ascenseur	117
Chapitre IV : Etude au séisme	
IV.1 Méthode de calcul.....	111
IV.1.1. Méthode statique équivalente.....	111
IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique.....	115
IV.2 Modélisation de la structure	116
IV.3 Analyse spectrale	119
IV.3.1 Justification de l'interaction voile-portique.....	120
IV.3.2. Sous charges verticales	120
IV.3.3. Sous charges horizontales	120
IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique	122
IV.5. Vérification de l'effort normale réduit	123
IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement.....	124
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	125
Chapitre V : Etude de la superstructure	
V.1. Poteaux	128
V.1.1. Recommandations du RPA99/2003:.....	128
V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :.....	130
V.1.3 : Ferrailage des poteaux :.....	131
V.1.4. Vérifications.....	132
V.1.5. Dispositions constructives.....	135
V.2. Poutres	139
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :.....	139
V.2.2. Ferrailage des poutres.....	140
V. 2.2 .1. Sollicitation de calculs :.....	140
V.2.3. Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :.....	141
V. 3. Voiles	149
V.3.1. Recommandation du RPA :.....	150
V.3.2. ferrailage :.....	151

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1. Choix du type de fondation.....	158
VI.1.1. Vérification des semelles isolées :.....	159
VI.1.2. Vérification des semelles filantes.....	160
VI.1.3. Etude de radier général.....	161
VI.1.3.1. Prédimensionnement :.....	161
VI.1.3.2. Les Vérifications nécessaires :.....	163
VI.1.3.3. Ferrailage du radier :.....	167
VI.1.3.5. Schéma de ferrailage de radier.....	171
VI.1.3.6.Ferrailage du débord:.....	172
VI.1.4. Etude des nervures :.....	173
VI.1.4.2. Dimensionnement de la nervure.....	173
VI.1.4.3 Calcul des sollicitations.....	174
VI.1.4.4 Ferrailage.....	176
VI.4. Voiles périphériques	178
VI.4.1 Dimensions de voile périphérique.....	179
VI.4.3 Méthode de calcul.....	179
VI.4.4 Sollicitations :.....	179
VI.4.5. Ferrailage de voile périphérique.....	179
VI.5. Etude du mur a dossé	182
VI.3.1. Définition.....	182
VI.3.2. Caractéristique de mur.....	183
VI.3.4. Détermination des contraintes.....	183
VI.4.4 Sollicitations.....	183
VI.3.5. Ferrailage du mur.....	184
VI.3.6. Schéma de ferrailage du mur a dossé.....	186

Conclusion

LISTE DE FIGURE

Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton	6
Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton	7
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	9
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	11
Figure II.1 : Plancher a corps creux.....	13
Figure II.2 : Vue en coupe d'une poutrelle.....	13
Figure II.3 : Disposition des poutrelles.....	14
Figure II.4 : Dalle sur deux appuis.....	15
Figure II.4 : Dalle sur trois appuis.....	15
FigureII.5 : Dalle sur quatre appuis.....	15
Figure II.6 : Composantes des escaliers.....	16
Figure II.7 : Escalier a trois volées.....	17
Figure II.8 : Type1 d'escalier a trois volées.....	17
Figure II.9: schéma statique de 1ère volée d'escalier type1.....	18
Figure II.10 : schéma statique de 2eme volée d'escalier type1.....	19
Figure II.11 : schéma statique de 3eme volée d'escalier type1.....	20
Figure II.12 : Coupe de l'acrotère.....	21
Figure II.12 : repérage des poteaux.....	26
FigureII.13 : poteau central p1.....	27
Figure II.14 : poteau central p2.....	27
Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	36
Figure III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	36
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	36
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	37
Figure III.5. Type 1 de poutrelle.....	38
Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 3 travées.....	41

Figure III.7 : Type 2 de poutrelle.....	42
Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 3 travées.....	45
Figure III.9: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	57
Figure III.9: Dalle sur 2 appuis (D1).....	57
Figure III.10: La charge sur la dalle.....	58
Figure III.10: Dalle sur 3 appuis (D2).....	58
Figure III.13 : Dalle sur 4 appuis (D5).....	59
Figure III.14 : Le ferrailage de la partie inférieure des dalles.....	80
Figure III.15 : Le ferrailage de la partie supérieure des dalles.....	81
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de dalle D1.....	81
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de D2.....	82
Figure III.18 : Schéma de ferrailage des dalles RDC et D3.....	82
Figure III.19 : Schéma de ferrailage des volées.....	87
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.....	90
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	94
Figure III.22 : Acrotère.....	96
Figure III.23 : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	97
Figure III 24 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	101
Figure III.25 : cage de l'ascenseur.....	102
Figure III.26 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	105
Figure III.27 : Coupe A-A détail de ferrailage.....	105
Figure III.28 : Schémas représentant la surface d'impact.....	106
Figure III.29 : Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	106
Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	110
Figure III.31 : Coupe A-A détails de ferrailage.....	110
Figure IV.1 : plan de repartage des voiles.....	116
Figure IV.2 : Vue en 3D (SAP 2000).....	117
Figure IV.3 : premier mode de déformation (translation suivant x)(T=0.98sec).....	117
Figure IV.4: deuxième mode de déformation (translation suivant y) (T=0.95 sec).....	118

Figure IV.5 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.94 sec)	118
Figure IV.6 : Spectre de réponse de la structure.....	120
Figure V.1 : zone nodale.....	129
Figure V.2 : Section d'un poteau.....	134
Figure V.3 : Schéma d'un voile pleine.....	151
Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile Vx des niveaux 3et4.....	156
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy des niveaux 5et6	156
Figure VI .1 : Vue en plan de la semelle.....	160
Figure VI.2 : Coupe P-P'	160
Figure :VI.3 Semelle filante.....	160
Figure VI.4 :Dimensions du radier	162
Figure VI.5 : Présentation de zone d'impact de la charge compactée	163
Figure VI.6 : Panneau de dalle	167
Figure VI .8 : schéma de rupture de la dalle de radier.....	168
Figure VI .9 : Schéma de ferrailage de radier	171
Figure VI .10 : Schéma statique du débord.....	172
Figure VI.11 : Section de la nervure à ferrailer	173
Figure VI. 10 : Dimensions de voile périphérique.....	179
Figure VI.11 : Diagrammes des contraintes.	180
Figure VI.12 : Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	182
Figure VI.1 3 : Schéma du mur a dossé.....	183
Figure VI.1 4 : Répartition des contraintes.....	183
Figure.VI.15 : panneau le plus sollicité	184
Figure VI.16 : Schéma du ferrailage du mur a dossé.....	186

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : f_c en fonction du type d'acier.....	9
Tableau II.1 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère	24
Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des	

planchers.....	24
Tableau II.3: Evaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.....	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges G et surcharges Q des paliers d'escaliers.....	25
Tableau II.5 : Evaluation des charges G et surcharges Q des volées d'escalier.....	26
Tableau II.6 : Evaluation de la surcharge << Q >> (Poteau P1).....	28
Tableau II.7 : Descente de charge <<G>> (poteau P1).....	29
Tableau II.8: les différentes dimensions des poteaux.....	34
Tableau III.1. Les Types de poutrelles	38
Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles.....	38
Tableau III .3: Les sollicitations des poutrelles du plancher (étage d'habitation)	46
Tableau III .4: Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher d'habitation)	47
Tableau III .5: Calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaires.....	49
Tableau III .6: Calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive.....	49
Tableau III .7: Vérification des contraintes en travée.....	50
Tableau III .8: Vérification des contraintes aux appuis de rives.....	50
Tableau III .9: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaire.....	50
Tableau III.10 : Calcul des moments correspondants.....	53
Tableau III .12 : Coefficient μ	54
Tableau III .13: Calcul des moments d'inerties fictives.....	55
Tableau III .14 : Vérification de la flèche.....	55
Tableau III.15 : Schémas de ferrailage des poutrelles.....	56
Tableau III .16: calcul des sections de Ferrailage de la travée (D2).....	61
Tableau III .17 : calcul des sections de Ferrailage de la travée (D2).....	61

Tableau III .18 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D2)	62
Tableau III .19: calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D2).....	62
Tableau III .20 : calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_x$) (D3).....	63
Tableau III .21 : calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_y$) (D3).....	63
Tableau III .22: calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D3).....	64
Tableau III .23: calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D3).....	64
Tableau III .24 : Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_x$).....	66
Tableau III .25 : Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_x$).....	66
Tableau III .26 : Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_y$).....	66
Tableau III .27 : Vérification des contraintes aux appuis (D2).....	67
Tableau III .28: Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_x$).....	67
Tableau III .29: Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_y$).....	67
Tableau III .30 : Vérification des contraintes aux appuis (D2).....	68
Tableau III .31: Récapitulation du ferrailage des différentes dalles.....	68
Tableau III.32 : Calcul des moments correspondants.....	70
Tableau III .33 : calcul des contraintes correspondantes.....	70
Tableau III .34 : calcul des coefficients μ et λ	70
Tableau III .35 : calcul des moments d'inerties fictives	71
Tableau III .36 : Module de déformation longitudinale différée du et instantanée du béton.....	71
Tableau III .37 : Evaluation des moments.....	72
Tableau III .38: calcul des contraintes correspondantes.....	72
Tableau III .39: calcul des coefficients μ et λ	73
Tableau III .40: Calcul des moments d'inerties fictives.....	73

Tableau III .41 : Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton.....	73
Tableau III .42 : Evaluation des moments	74
Tableau III .43: Calcul des contraintes.....	74
Tableau III .44 : Calcul des coefficients μ et λ	75
Tableau III .45: Calcul des moments d'inerties fictives.....	75
Tableau III .46 : Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton.....	75
Tableau III.47: Calcul des moments correspondants.....	76
Tableau III.48 : Calcul des contraintes.....	76
Tableau III .49 : Calcul des coefficients μ et λ	77
Tableau III .50 : Calcul des moments d'inerties fictives.....	77
Tableau III .51: Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton.....	77
Tableau III.52 : Calcul des moments correspondants.....	78
Tableau III.53 : Calcul des contraintes	79
Tableau III .54: Calcul des coefficients μ et λ	79
Tableau III .55 : Calcul des moments d'inerties fictives.....	79
Tableau III .56: Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton.....	80
Tableau III.57 : Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	85
Tableau III.58 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	86
Tableau III.59: Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	87
Tableau III.60 : Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie	88
Tableau III.61 : Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier	89
Tableau III.62 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	91
Tableau III.63 : Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	91
Tableau III.64 : Calcul à l'ELS	94
Tableau III.65 : Charges et surcharges.....	96

Tableau III.66: Différentes combinaisons à utiliser.....	97
Tableau III.67: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).....	103
Tableau III.68 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	104
Tableau III.69 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	105
Tableau III.70 : Vérification des contraintes en appuis x-x.....	105
Tableau III.71 : Vérification des contraintes en appuis y-y.....	105
Tableau III.72: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus).....	107
Tableau III.73 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	109
Tableau III.74 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	109
Tableau III.75 : Vérification des contraintes en appuis.....	109
Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités P_q	112
Tableau IV.2 : poids des planchers.....	113
Tableau IV.3 : Les valeurs de ζ (%).....	114
Tableau IV.4 : Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	119
Tableau IV.5 : Interaction sous charges verticales.....	121
Tableau IV.6 : Interaction sous charges horizontales.....	122
Tableau IV.7: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	122
Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit.....	123
Tableau. IV. 9: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).....	124
Tableau IV. 10: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).....	125
Tableau IV.11: Vérification des effets P- Δ (sens x-x).....	126
Tableau. IV.12: Vérification des effets P- Δ (sens y-y).....	127
Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	129
Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.....	130
Tableau V.3: Les Armatures longitudinale dans les poteaux.....	131
Tableau V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux.....	132
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	133
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	134
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	135

Tab.V.8 : ferrailage des sections des poteaux	136
Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et Poutres secondaires.....	140
Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales et poutres Secondaire.....	141
Tableau V.11 .Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	143
Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	144
Tableau V.13 .Vérification de la flèche pour les poutres.....	144
Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux	145
Tableau V.15 .Les moments résistants dans les poutres	145
Tableau V.16 : Vérification des zones nodales.....	146
Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile X1.....	152
Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile VX2.....	153
Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile V X3	153
Tableau V.20 : Résultats du ferrailage du voile Vy ₁	154
Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile Vy ₂	155
Tableau V.22 : Résultats du ferrailage du voile Vy ₃	155
Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	168
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.	170
Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.....	171
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le débord.....	173
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X.....	175
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X.....	175
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	175
Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)	175
Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures)	176
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	176
Tableau VI.11 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS	176
Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures.....	177
Tableau VI.13 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.....	180
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes	181

Tableau VI.15 : Résumé des résultats de ferrailage du mur de a dossé	185
Tableau VI.16 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS.....	185

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui est soumis à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières années, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour se mettre face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leurs savoir-faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques), en minimisant le coût (l'économie) et assurant une bonne esthétique

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

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+10+Sous-Sol, et deux Entre Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93).

Notre travail est organisé comme suite : le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois donner le calcul des éléments secondaires. Au quatrième chapitre, nous avons effectuée l'étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre a constitué en l'étude des éléments structuraux. Le calcul de l'infrastructure est l'objet du sixième chapitre.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur, Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ un bon comportement dynamique de la structure dépend essentiellement de la bonne disposition des voiles et cette disposition dépend de l'aspect architectural et de la régularité de la structure car une disposition symétrique des voiles et suivant la périphérie de la structure permet d'éviter la torsion en premier et en second mode de déformation.
- ❖ La période de vibration de la structure dépend essentiellement de la rigidité des éléments qui la constitue en particulier les voiles et les poutres.
- ❖ La vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation substantielle des sections des poteaux et cette vérification ne doit pas être négligée.
- ❖ L'utilisation du logiciel SAP2000.V 7.4 nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une simulation proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de cette structure.
- ❖ Les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA 99, cela est dû au surdimensionnement de leurs sections.
- ❖ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

Symboles et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_u : Section d'aciers à l'ELU.

A_t : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max} , N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_p : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_s : Frottement latéral.

Q_l : Charge limite d'un pieu.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : Surface du radier (m²).

S_t : Surface totale du bâtiment (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u: Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W: Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gr} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : Profondeur au-dessous de la fondation (m).

a : Une dimension (en général longitudinale) .

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

γ_w: Poids volumique de l'eau (t/m³).

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite

q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

τ_{ulim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

CHAPITRE I

Généralités

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1 Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation avec commerce du premier faisant partie d'une promotion immobilière. Sa structure est en R+10+ sous-sol et deux entre sol, ayant une forme rectangulaire et implantée dans la Ville de Bejaia. Cette région est classée zone à moyenne sismicité (zone *II.a*) selon le (RPA 99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

Les séparations sont faites en brique creuse et le type d'étanchéité utilisé est de type traditionnel.

I.2 Caractéristiques de la structure

I.2.1 Caractéristiques géométrique

Les caractéristiques de la structure sont :

✓	Largeur en plan	-----	15.74m
✓	Longueur en plan	-----	32.20m
✓	Hauteur du RDC	-----	4,08 m
✓	Hauteur du sous-sol	-----	3.06 m
✓	Hauteur d'étage courant	-----	3,06 m
✓	Hauteur d'entre sol 1 et 2	-----	2.55m
✓	Hauteur totale	-----	42.84 m.

I.2.2 Données du site

- ❖ Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone *IIa*).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le site est considéré comme ferme (S3).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,50$ bars.

I.2.3 Choix du contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse 14 m, le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction 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.

I.3 Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003.
- ✓ BAEL91/modifiées 99.
- ✓ CBA 93.
- ✓ DTR B.C.2.2

I.4 Etat Limites :

I.4.1 Définition

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

I.4.2 États limite ultimes (ELU)

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

On distingue:

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- ❖ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.4.3 Etats limite de service (ELS)

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

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

I.5 .Actions et sollicitations

I.5.1. Les actions

I.5.1.1 Définitions

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

➤ Les actions permanentes (G)

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

- ◇ Le poids propre de la structure.
- ◇ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ◇ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ◇ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

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

- ◇ Les charges d'exploitations.
- ◇ Les charges climatiques (neige et vent).
- ◇ Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA)

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

- ◇ Les chocs.
- ◇ Les séismes.
- ◇ Les explosions.
- ◇ Les feux.

I.5.1.3 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU

➤ Situation durable ou transitoire

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

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

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

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations- accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1,2E. \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.5.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux : [2] ;[3]

I.6.1 Le béton

I.6.1.1 Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement

de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.2 Composition du béton

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

- 350 Kg de ciment (CPA 325).
- 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).
- 800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (8 < } D_g < 15\text{mm).} \\ \text{Gravier (15 < } D_g < 25\text{mm).} \end{array} \right.$
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

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

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

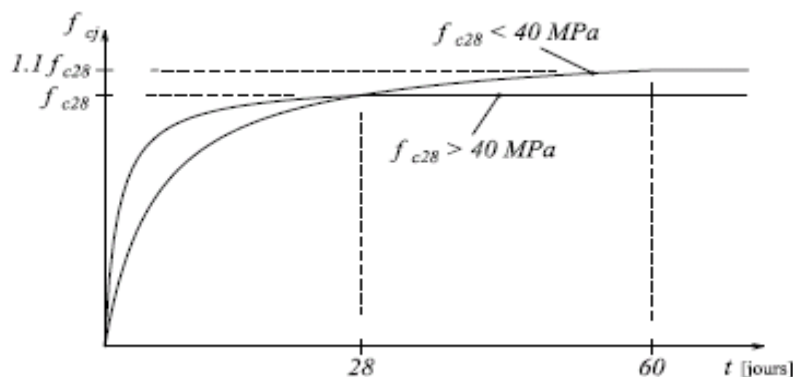


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

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

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

b. Résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} . \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} . \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

C. Contrainte limite

C.1 Etat limite ultime

➤ Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

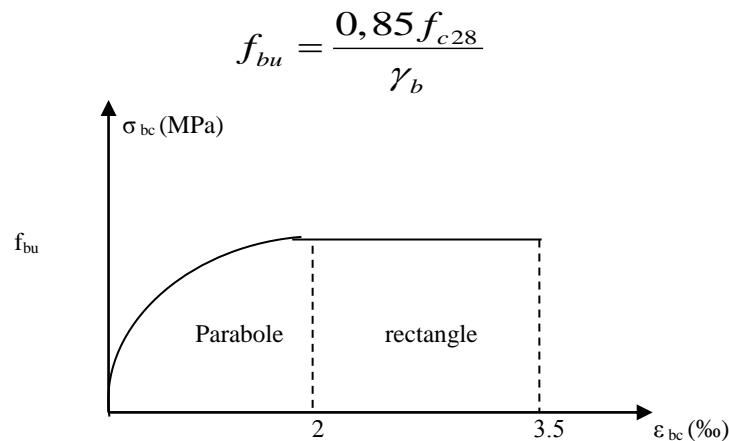


Figure I.2 : Diagramme des contraintes du béton

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{pour : } \gamma_b = 1,15$$

➤ Contrainte ultime de cisaillement :

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

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

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

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

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

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

C.2 Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

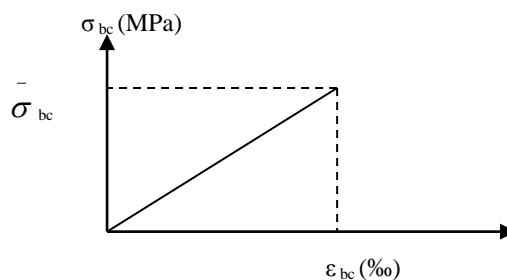


Figure I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

d. déformation longitudinale du béton

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

➤ Le module de déformation longitudinale instantané

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

➤ **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donnée par la formule:

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

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

$$E_{v28}=10721.40 \text{ MPa}$$

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

➤ **Module déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELU} = 15411,21 \text{ MPa}$$

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_L : déformation limite longitudinale

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

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

I.6.2 L'acier

a. Définition Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000 \text{ MPa}$.

b. Résistance caractéristique de l'acier

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

Principales armatures utilisés

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

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. Contrainte limite

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

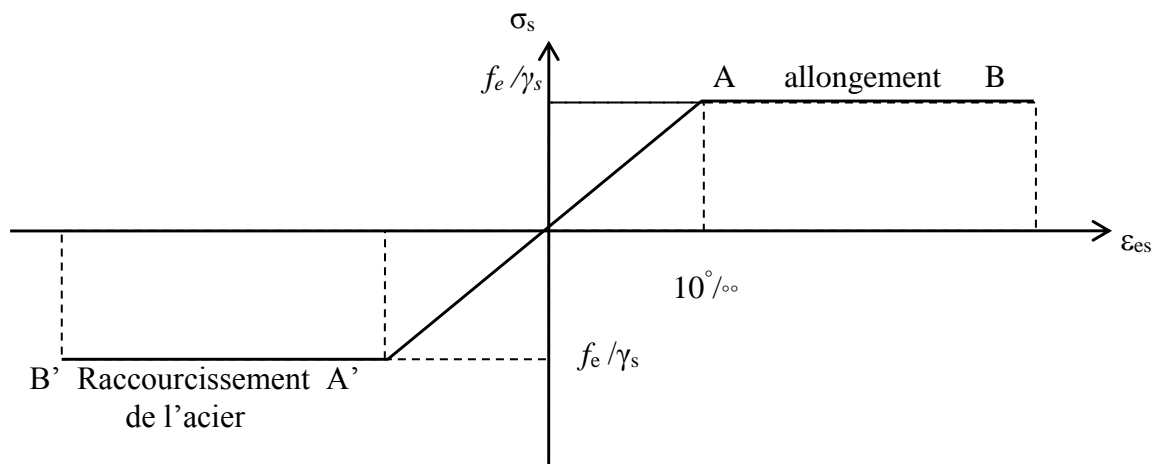


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service**

Nous avons pour cet état :

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)}$$

$$\eta = 1,65 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.7 Hypothèses de calcul :

I.7.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$	en flexion
$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$	en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

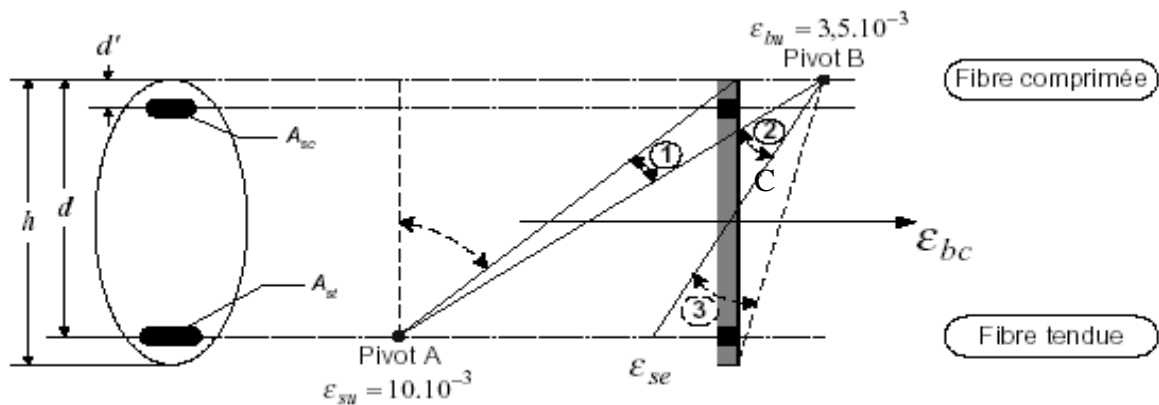


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32456,595$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

CHAPITRE II

Prédimensionnement Des éléments

Introduction :

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1 Les planchers :

II.1.1 Introduction :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.1.2 Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{450}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm}$$

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

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

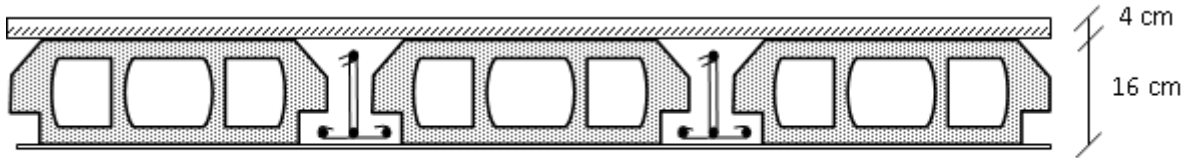


Figure II.1 : Plancher à corps creux

II.1.2.1 Les poutrelles :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). Dans cette structure les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère comme ce qui est indiqué sur la (figure II.2).

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, dont la hauteur totale est égale à : $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 \text{ cm}$

la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

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

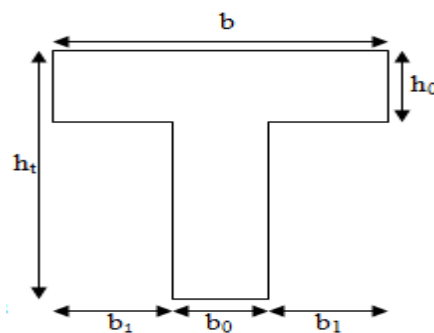


Figure II.2 Vue en coupe d'une poutrelle

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis ($L_y = 210 \text{ cm}$).

L_x : est la distance entre nus de deux poutrelles successives ($L_x = 55 \text{ cm}$).

La valeur de b_0 est prise entre 8 cm et 12 cm .

On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b \leq 2 \times \left[\min \left(\frac{55}{2}; \frac{210}{10} \right) \right] + 10 \Rightarrow b \geq 52 \text{ cm}$$

D'où la largeur de la table de compression est prise égale à : $b = 60 \text{ cm}$.

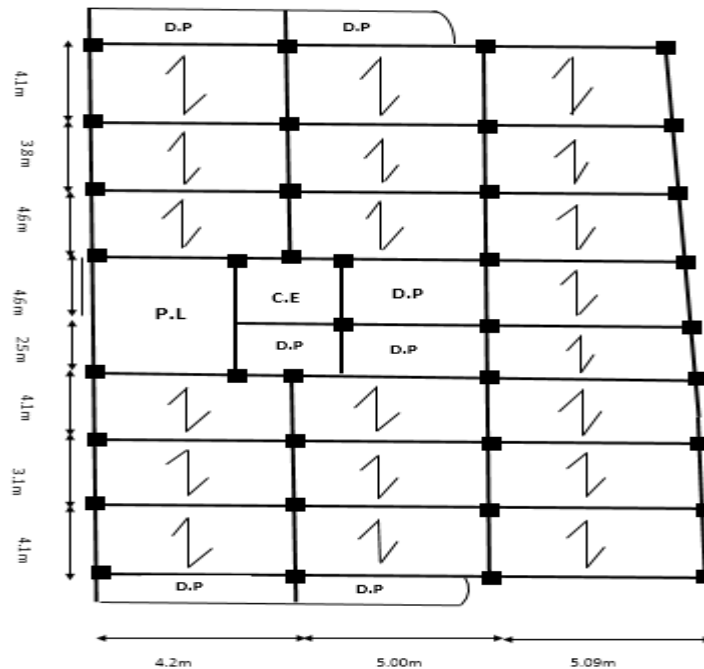


Figure II.3 : disposition des poutrelles

II.1.3. Plancher à dalle pleine

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

- **Résistance à la flexion**

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

-Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ pour $(\rho \leq 0,4)$.

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour $(\rho > 0,4)$

$$\text{Avec : } (\rho = \frac{L_x}{L_y})$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

- **Résistance au feu**

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

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

* $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Dans ce projet on distingue trois types de dalle pleine.

➤ **Dalle sur deux appuis (balcon) :**

On a: $L_x = 1.5 \text{ m}$; $L_y = 4.38 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{150}{35} < e < \frac{150}{30}$$

$$4,28 \text{ cm} < e < 5 \text{ cm}.$$

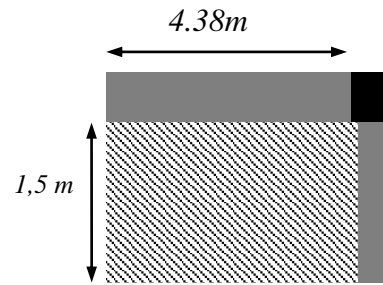


Figure II.3 Dalle sur deux appuis

➤ **Dalles sur trois appuis**

On a $l_x = 1.60$ $L_y = 4.57 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{160}{45} < e < \frac{160}{40}$$

$$3.55 \text{ cm} < e < 4 \text{ cm}.$$

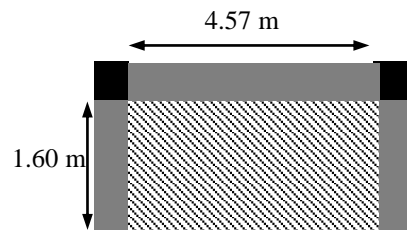


Figure II.4 Dalle sur trois appuis

➤ **Dalle sur quatre appuis**

On a $L_x = 1.60$ $L_y = 4.57 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{320}{45} < e < \frac{320}{40}$$

$$9.14 \text{ cm} < e < 10.66 \text{ cm}$$

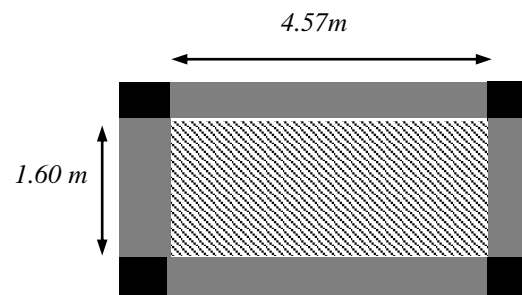


Figure II.5 dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2. Les escaliers

II.2.1. DEFINITION :

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

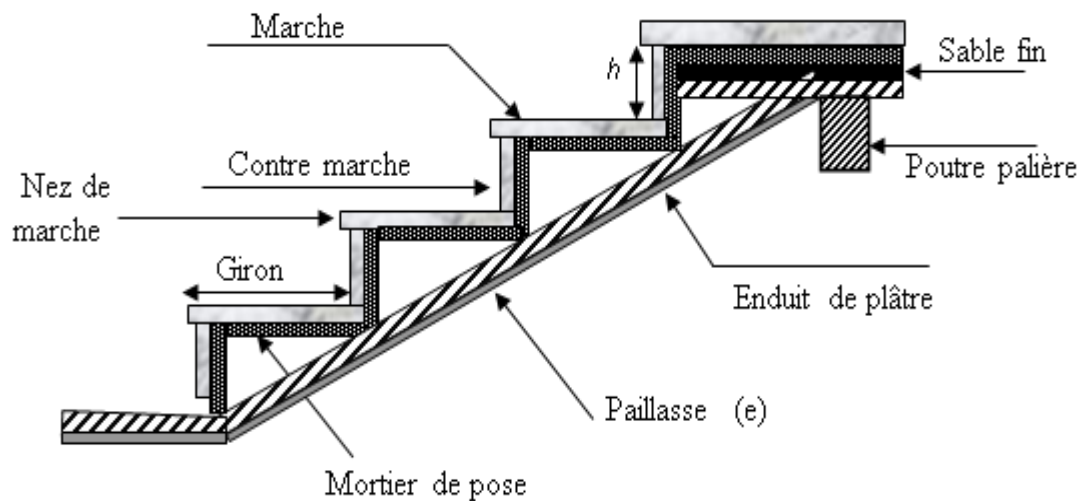


Figure II.6 Composantes des escaliers.

- **Terminologie**

- La **marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La **contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- L'**emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- Le **giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à $0.5m$ de la ligne de jour.
- La **paillasse** supporte les marches et contremarches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un palier.

- **Pré dimensionnement des escaliers**

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et $18cm$.
- la largeur g se situe entre 25 et $32cm$.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$ (1)

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

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ; L : Longueur de la volée.

n : Nombre de contre marches ; H : La hauteur de la volée

II.2.2. LES TYPES D'ESCALIERS

Dans notre projet on distingue un plusieurs type d'escalier :

Escaliers droits à trois volées (fig II.7).

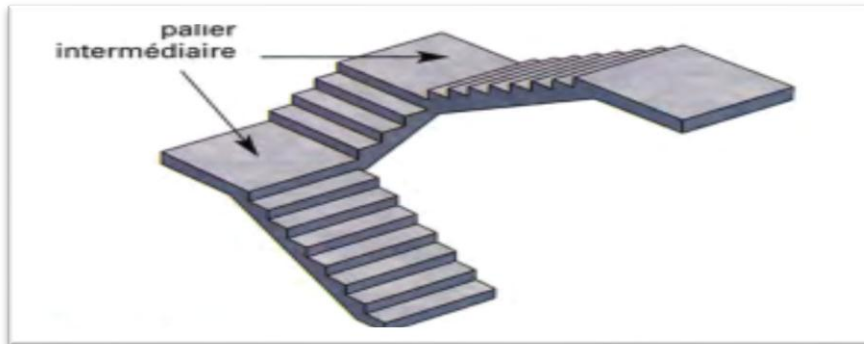


Figure II.7 escalier a trois volées

Type I

L'étage courant : trois volée et deux paliers de repos

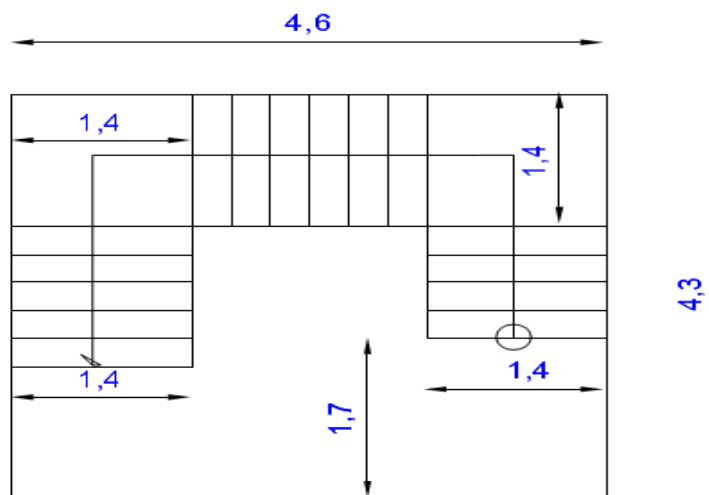


Figure II.8 Type d'escalier a trois volées

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées

Volée 1

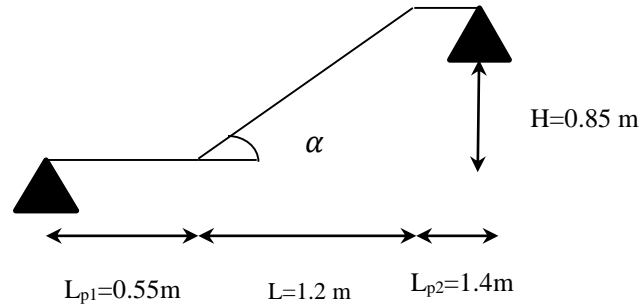


Fig II.9: schéma statique de 1ère volée d'escalier type1.

- **épaisseur de la pailasse :**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$l = 1.4 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} + 1.45 = 5m$$

$$\text{➤ } \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{342}{30} \leq e \leq \frac{342}{20} \Rightarrow 11.4cm \leq e \leq 17.1cm$$

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

on prend : $e = 15 \text{ cm}$.

Calcul de h et g : On a :

$$\text{➤ } l_0 = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{➤ } h_0 = 0.85 \text{ m}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$

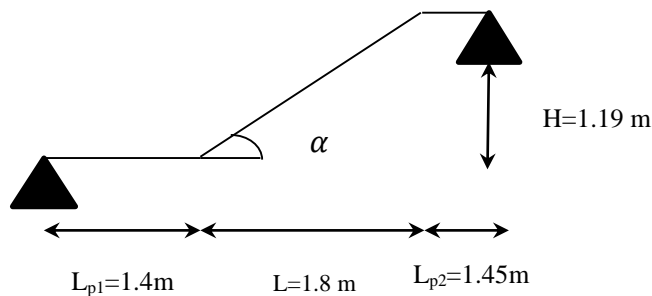
On trouve : $n = 5$ c.-à-d.

$$\text{➤ } 5 \text{ contres marches.}$$

$$\text{➤ } 4 \text{ marches.}$$

$$g = \frac{l_0}{4} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{5} \Rightarrow h = \frac{0.85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Volée 2**Figure II.10** : schéma statique de 2eme volée d'escalier type1

- **épaisseur de la pailasse :**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$l = 1.4 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} + 1.45 = 5 \text{ m}$$

$$\triangleright \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{500}{30} \leq e \leq \frac{500}{20} \Rightarrow 16.66 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm}$$

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

on prend : $e = 18 \text{ cm}$.

Calcul de h et g : On a :

$$\triangleright l_0 = 1.8 \text{ m}$$

$$\triangleright h_0 = 1.19 \text{ m}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$

On trouve : $n = 7$ c.-à-d.

$\triangleright 7$ contres marches.

➤ 6 marches.

$$g = \frac{l_0}{6} \Rightarrow g = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{7} \Rightarrow h = \frac{1.19}{7} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Volée 3

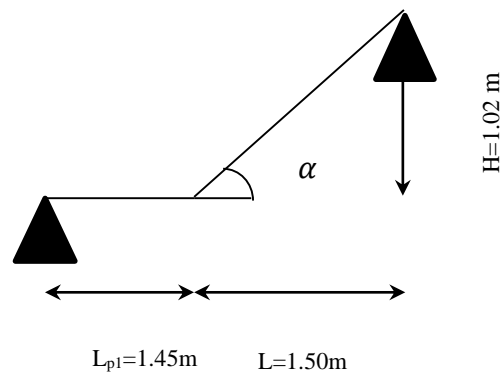


Figure II.11 : schéma statique de 3eme volée d'escalier type1.

- **épaisseur de la pailleasse :**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

l_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$l = 1.4 + \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 3.21 \text{ m}$$

$$\text{➤ } \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} \leq e \leq \frac{320}{20} \Rightarrow 10.66 \text{ cm} \leq e \leq 16 \text{ cm}$$

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

on prend : $e = 15 \text{ cm}$

Calcul de h et g : On a :

$$\text{➤ } l_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{➤ } h_0 = 1.02 \text{ m}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$

On trouve : $n = 6$ c.-à-d.

- 6 contres marches.
- 5 marches.

$$g = \frac{l_0}{5} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{6} \Rightarrow h = \frac{1.02}{6} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

On opte pour une épaisseur $e=18\text{cm}$.

II.3.L'acrotère

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

Pour notre cas la terrasse est accessible.

On prend $H = 80\text{cm}$

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

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (80 \times 10) + (7 \times 10) + 0.5(10 \times 3)$$

$$S = 885 \text{ cm}^2 = 0.0885 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0885 = 2.2125 \text{ KN / ml}$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

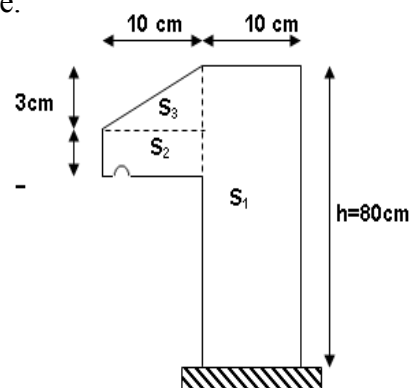


Figure II.12 : Coupe de l'acrotère

II.4. Poutres

Considérant que la section des poutres est rectangulaire de dimensions h et b , d'après le RPA 99/V.2003 la hauteur de la poutre est conditionnée par le critère de flèche

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

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

II.4.1. Poutre secondaire

On a $L_{max} = (4.90 - 0.4) = 4.50$ m.

$$\text{Donc, } \frac{450}{15} \leq h_s \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h_s \leq 45 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

Vérification des conditions du RPA :

selon le RPA 99/ V. 2003 (art.7.5.1,p 51 et 52), on doit vérifie les dimensions suivantes :

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $1/4 < \frac{h_s}{b_s} = 1.3333 < 4$, vérifiée.

II.4.2. Poutre principale

Constituent l'appui des poutrelles préfabriquées.

$$L_{max} = (5.44 - 0.4) = 5.04 \text{ m}$$

$$\text{Donc, } \frac{504}{15} \leq h_s \leq \frac{504}{10} \Rightarrow 33.6 \text{ cm} \leq h_s \leq 50.4 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 45 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre principale

❖ Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_p = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $1/4 < \frac{h_p}{b_p} = 1.333 < 4$, vérifiée.

Donc, on adoptera pour tous les niveaux les sections suivantes :

→Poutres principales : $h*b = (50*35) \text{ cm}^2$.

→Poutres secondaires : $h*b = (45*30) \text{ cm}^2$.

II.5. Voiles

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec

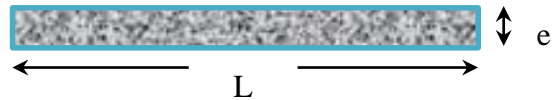
- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

- Épaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec : $h_l = h - e_{dalle}$ (hauteur libre d'étage).

✓ On va opter pour un voile simple



L : longueur minimale du voile

- e : épaisseur du voile, $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$
- RDC : $h_{\text{étage}} = 4,08 \text{ m}$, donc, $h_l = 3,88 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{388}{20} \Rightarrow e \geq 19,4 \text{ cm.}$$

Alors, on prend pour le RDC

$$e = 20 \text{ cm}$$

Etages (entre sol) : $h_{\text{étage}} = 2,55 \text{ m}$, donc, $h_l = 2,40 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{240}{20} \Rightarrow e \geq 12 \text{ cm.}$$

Alors, l'épaisseur est

$$e = 20 \text{ cm}$$

- Etages (habitation) : $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$, donc, $h_l = 2,86 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm.}$$

Alors, l'épaisseur est

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

- Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \cdot e$

Des fondations jusqu' au RDC $L = 80 \text{ cm}$.

Du 1^{er} étage jusqu'au bout $L = 60 \text{ cm}$

II.6. Evaluation des charges et surcharges :

II.6.1. L'acrotère

✓ Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans le tableau II.1 qui suit :

Tableau II.1 Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère dans le tableau suivant :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
80	10	0.0885	2.2125	0.5	2.572	1

II.6.2. Plancher

✓ Planchers et terrasse inaccessible

Tableau II.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1 pour la terrasse inaccessible
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					5.75	
Plancher Courant à usage d'habitation et de service	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)			2,85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.23	
Dalle pleine :	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons

RDC, balcon, panneaux, Plancher de deux entre-sol	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	5 pour le plancher commercial (RDC et deux Entre sol)
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.48	

II.6.3. Les murs extérieurs et intérieurs

La charge permanente des murs extérieurs et intérieurs dans le tableau II.3 suivant :

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				2.93
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				1.46

II.6.4. L'escaliers

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers dans le tableau II.4 suivant :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.23	

Charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers dans le tableau II.5 suivant

<i>Tableau II.5 . Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers</i>				
Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.18/cos(32.51°)	4.446	
Enduit en plâtre	14	0.02/cos(32.51°)	0.332	
Total		Epaisseur 18cm	7.968	2.5

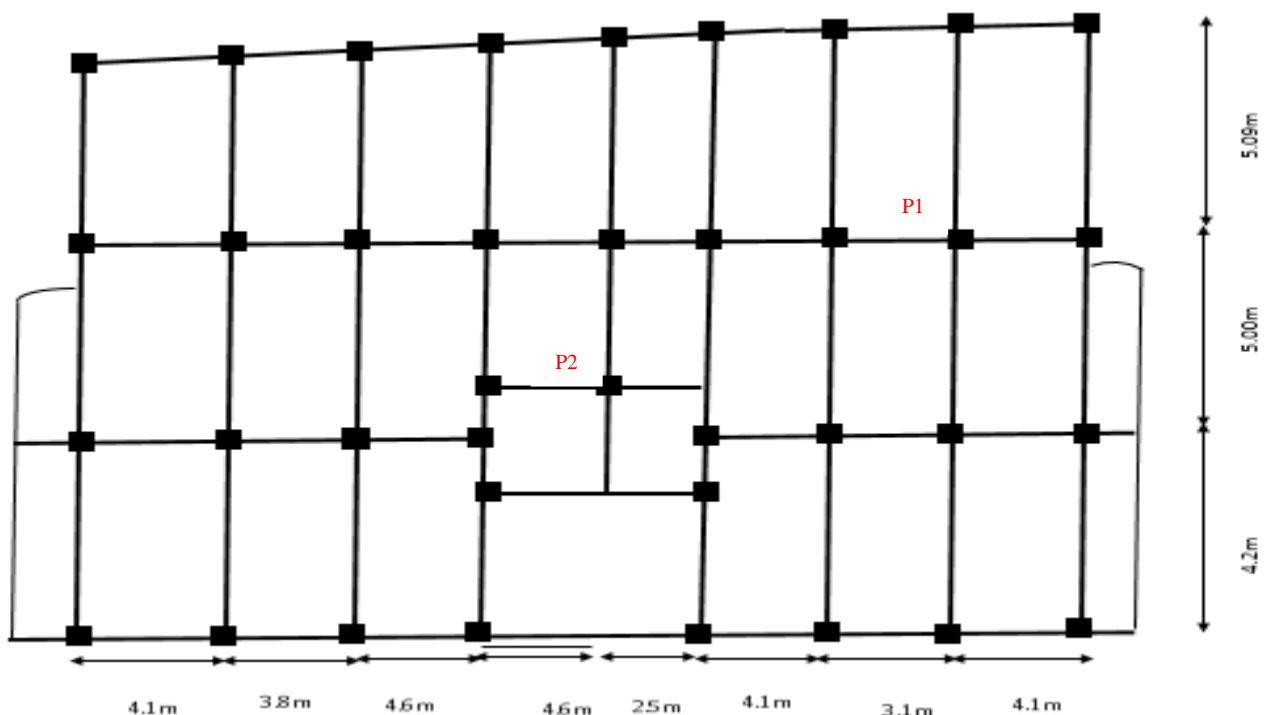
II.7. Poteaux

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

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

Repérage des poteaux

Figure II.12 : repérage des poteaux



. Poteau central P1: (50 x 50)

$$L_{pp} = 2.545 + 2.512 = 5.057 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 1.50 + 2.00 = 3.50 \text{ m.}$$

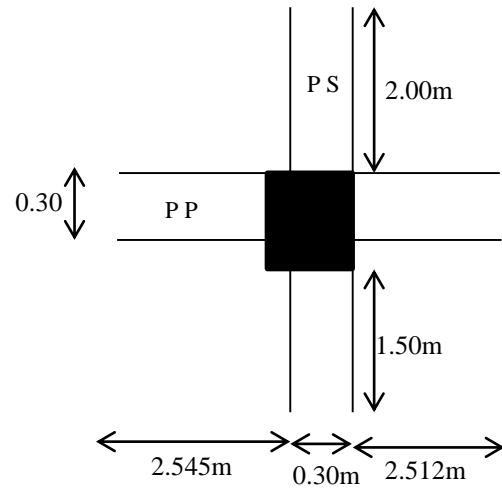
$$S_{aff} = [2.00(2.545+2.512)+1.50(2.545+2.512)].$$

$$= 17.69 \text{ m}^2$$

✓ **Les cloisons:**

$$h_l = (3.06 - 0.40) = 2.66 \text{ m}$$

▪ $S_{mur \text{ int}} = (3.50 * 2.66) = 9.31 \text{ m}^2.$



FigureII.13 : poteau central p1

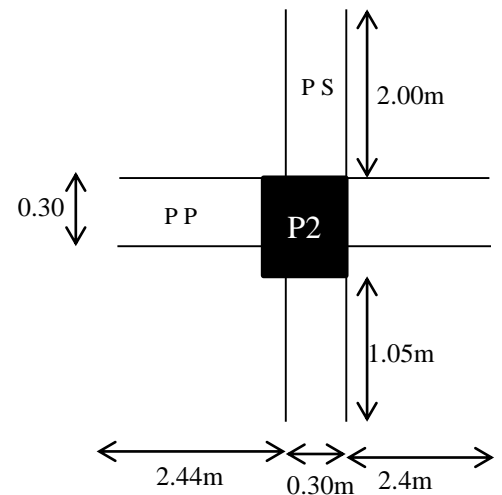
. Poteau central P2: (50 x 50)

$$L_{pp} = 2.44 + 2.4 = 4.84 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 1.05 + 2.00 = 3.05 \text{ m.}$$

$$S_{aff} = [2.00(2.44+2.4)+1.05(2.44+2.4)].$$

$$= 14.38 \text{ m}^2$$



FigureII.14 : poteau central p2

❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES : (D.T.R B.C.2.2 ART 6.3) :**

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

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

- ✓ Sous la terrasse Q .
- ✓ Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

❖ Évaluation de la surcharge << Q >> :

L'article 6.2 du D.T.R.B.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (**Figure II.6**) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression, On notera N* et N comme suite :

- N* : indique la charge sur le plancher.
- N : indique la charge sous le plancher.

II.7.1.L'évaluation de la dégression de la surcharge

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation <<Q>> :

Tableau II.6 Evaluation de la surcharge << Q >> (Poteau P1) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1)				
NATURE	Q (KN/m ²)	Cumule (KN /m ²)		Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	1	17.69
Étage 10	1.5	1+1.5.	2.5	44.225
Étage 09	1.5	1.5+0.95*(1+1.5)	3.875	68.548
Étage 08	1.5	1.5+0.9*(1+1.5+1.5)	5.1	90.219
Étage 07	1.5	1.5+0.85*(1+1.5+1.5+1.5)	6.175	109.235
Étage06	1.5	1.5+0.8*(1+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.1	125.599
Étage 05	1.5	1.5+0.75(1+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.875	139.308
Étage04	1.5	1.5+0.7(1+6*(1.5))	8.5	150.365
Étage 03	1.5	1.5+0.65*(1+ (7*1.5))	8.975	158.767
Étage 02	1.5	1.5+0.65*(1+(8*1.5))	9.95	176.015
Étage01	1.5	1.5+0.6(1+(9*1.5))	10.2	180.438
RDC	3.5	1.5+0.55(1+(9*1.5)+3.5)	11.4	201.666
Entre sol 1	5	1.5+0.5(1+(9*1.5)+3.5+5)	13	229.97
Entre sol 2	5	1.5+0.5(1+(9*1.5)+3.5+5+5)	15.5	274.195
Sous-sol	5	1.5+0.5(1+(9*1.5)+3.5+5+5+5)	18	318.42

II.7.2.La descente de charge

Le tableau II.7 qui suit montre la descente de charge (G) de poteau (P1) :

<i>Tableau II.7 Descente de charge <<G>> (poteau P1)</i>				
NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)
Terrasse Inaccessible (N°15)	N0*			0
	Terrasse	17.69	5.75	101.717
	p.p	0.30*0.45= 0.135	25*5.057	17.067
	P.s	0.30*0.40 = 0.12	25*3.50	10.5
Étage N°10	N0			129.284
	Pot	0.6*0.6=0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N1*			170.416
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°09	N1			290.501
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N2*			331.633
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°08	N2			451.718
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N3*			492.850
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°07	N3			612.935
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N4*			654.067
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067

	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°06	N4			774.152
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N5*			815.284
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°05	N5			935.369
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N6*			976.501
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°04	N6			1096.586
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N7*			1137.718
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°03	N7			1257.803
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N8*			1298.935
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	P.s	0.12	25*3.50	10.5

Étage N°02	N8			1419.020
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N9*			1460.152
	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
Étage N°01	N9			1580.237
	Pot	0.36	25*3.06	27.54
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N10*			1621.369

	Plancher	17.69	5.23	92.518
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
RDC	N10			1741.454
	Pot	0.36	25*4.08	36.72
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N11*			1791.766
	Plancher	17.69	4.48	79.251
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
ENTRE SOL 1	N11			1898.584
	Pot	0.36	25*2.55	22.95
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N14*			1935.126
	Plancher	17.69	4.48	79.251
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
ENTRE SOL 2	N14			2041.944
	Pot	0.36	25*2.55	22.95
	Mur intérieur	9.31	1.46	13.592
	N15*			2078.486
	Plancher	17.69	4.48	79.251
	p.p	0.135	25*5.057	17.067
	p.s	0.12	25*3.50	10.5
SOUS SOL	N15			2185.304
	Pot	0.36	25*3.06	27.54

G total =2212.844 KN.

✓ $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

$N_u P1 = 3464.9694 \text{ KN}$

$N_u P1 = 1.35 \cdot 2212.844 + 1.5 \cdot 318.42 = 3464.9694 \text{ KN.}$

✓ $N_s = G + Q$

$N_s P1 = 2531.264 \text{ KN}$

$N_s P1 = 2212.844 + 318.42 = 2531.264 \text{ KN.}$

$N_u = 2531.264 \text{ KN}$

Vérifications

♣ Vérification du critère de résistance (compression centrée) :

On doit vérifier : $\frac{N_u}{a*b} \leq 0,6 * f_{c28}$

$$\Rightarrow a * b \geq \frac{N_u}{0,6 * f_{c28}}$$

- (a*b) : la section brute du béton.
- N_s : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25$ MPa.

A.N. : $a * b \geq \frac{3464,9694 * 10^{-3}}{0,6 * 25} \Rightarrow a * b \geq 0,2309979 \text{ m}^2$

On choisit une section $(a * b) = 60 * 60 = 3600 \text{ cm}^2$

♣ Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :

(BAEL 91 article B.8.4.1)

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

suivante : $N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$

- B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$.
- α : coefficient fonction de l'élancement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\checkmark \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50.$$

$$\checkmark \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Note : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC), et avec majoration de l'effort normal N_u .

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposés articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).

- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.26 \text{ m}$.
- ✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.
- ✓ b : Plus petit côté du poteau.
- ✓ $\lambda = \frac{3.26}{\frac{0.60}{\sqrt{12}}} \Rightarrow \lambda = 18.82$
- ✓ $\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{18.82}{35}\right)^2}, \alpha = 0.803$
- ✓ $B_r = (60 - 2) * (60 - 2) = 3364 \text{ cm}^2$.
- ✓ L'ouvrage est en zone II_a (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

$$A_{max} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{max} = 4\%B = 4\% (60 * 60) = 144 \text{ cm}^2$$
- ✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}, N_u = 4415.1463 \text{ KN}, \text{ Acier FeE400},$
 $f_e = 400 \text{ MPa}.$
- ✓ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$N'_u = 1.1(3464.9694)$$

$$N'_u = 3811.4663 \text{ KN}$$

$$N_{admissible} = 0.803 \left[\frac{0.3364 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.0144 * 400}{1.15} \right] = 8997.608 \text{ KN}$$

$$N_{admissible} = 8997.608 \text{ KN} \geq N'_u = 3611.4663 \text{ KN}$$

♣ Vérification des conditions de coffrage :

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

ZONE II_a

- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(60,60) = 60 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ vérifié
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(45,45) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$ vérifié
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ vérifié

♣ Vérification de l'effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4.)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0,30 * f_{c28}}$$

- B_c : Section du poteau.
- N_d : Effort normal de calcul (majoré).

$$\underline{\text{AN}} : B_c \geq \frac{3611.4663 * 10^{-3}}{0,30 * 25} = 0.4815288 \text{ m}^2$$

✓ On choisit une section

$$(a * b) = (75 * 70) = 5250 \text{ cm}^2$$

II.7.4. Les différentes dimensions des poteaux

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections des poteaux (a*b)
Sous sol + entre sol 1	(75*70)
Entre sol 2 + RDC	(75*65)
1 et 2	(70*65)
3 et 4	(70*60)
5 et 6	(65*60)
7 et 8	(65*55)
9 et 10	(60*55)

Conclusion

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [16+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine (RDC et balcons) est 12cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (40 x 30).
- ✓ Section transversale des poutres principales (50 x 30).
- ✓ Epaisseur des voiles $\begin{cases} 20 \text{ cm, Sous sol et RDC.} \\ 20 \text{ cm, Service + habitation.} \end{cases}$
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 18 cm).

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

III.1.Méthodes de calcul

III.1.1.La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

- **Principe de la méthode forfaitaire**

-Les moments fléchissant :

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

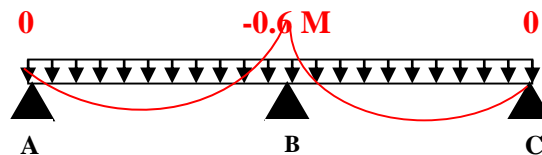


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

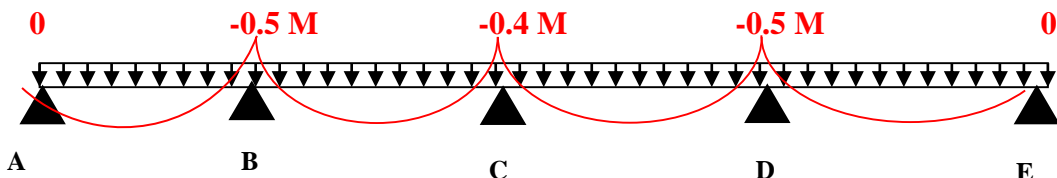


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

-Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

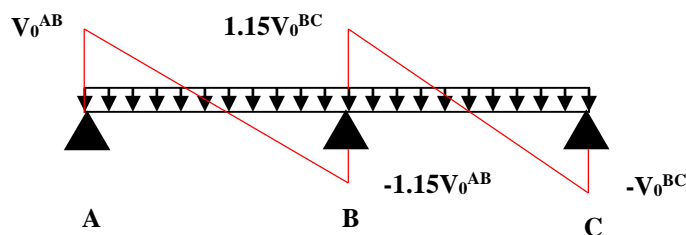


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

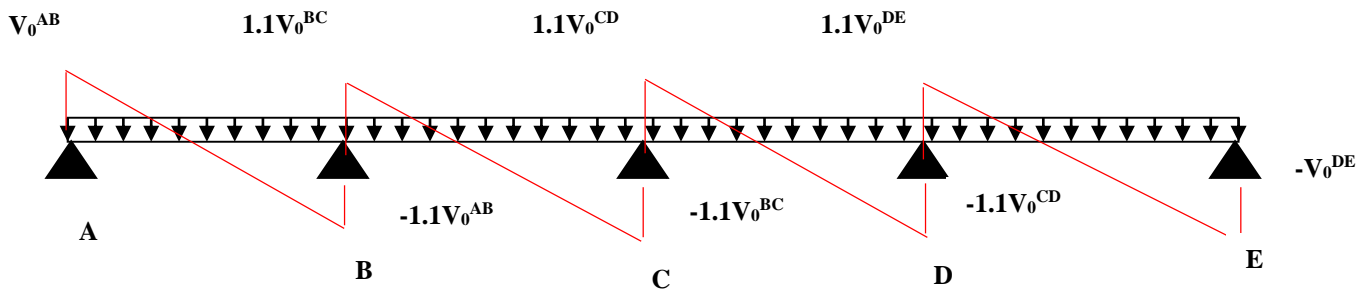


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

III.1.2. Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

- Principe de la méthode Caquot :
 - Calcul des moments

$$\text{En appuis : } M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.
 P_g ; P_d : Charge à droite et à gauche de la travée.

En travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

$$\text{-Evaluation des efforts tranchants : } V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \text{BAEL (Art L.III.3)}$$

III .2. 1. planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.2.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple et servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

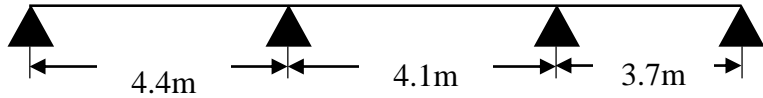
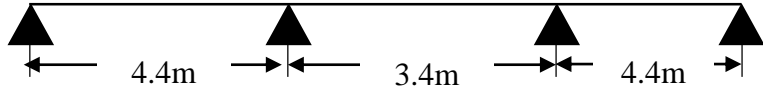
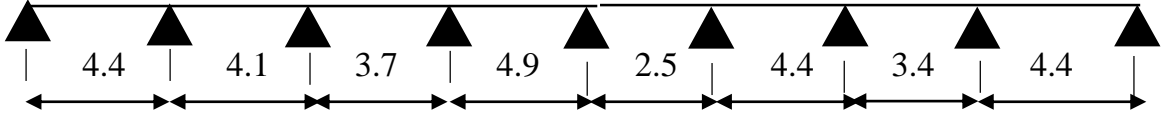
III.2.1.2. Critère de la disposition des poutrelles :

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

D'après les plans des étages d'habitations, on opte pour les dispositions suivantes :

Type des poutrelles : On a 3 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{ere} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

III.2.1.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Le chargement sur les poutrelles dans le tableau III.2 suivant :

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU(1.35 G+1.5Q)		ELS (G+Q)	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN /m) 0.65*P _U	P _s (KN /m ²)	q _s (KN /m) 0.65 P _s
Terrasse inaccessible	5.75	1	9.2625	6.0206	6.7500	4.3875
Habitation	5.23	1.5	9.3105	6.0518	6.7300	4.3745

III.2.1.4. Calcul des sollicitations :

• Exemple illustratif :

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire -(le type(1) d'étage d'habitation.

❖ Type(1) : étage d'habitation :

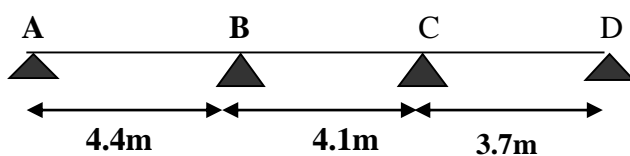


Figure III.5. Type 1 de poutrelle

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BA.E.L91 artB6.2.21).**

1. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
2. $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(10.46, 5\text{KN/m}^2)$condition vérifiée.
3. le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $0.8 < 4.1/4.4 = 0.9318 < 1.25$condition vérifiée.
4. le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
5. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

✓ $P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.3105\text{KN/m}^2$.

✓ $P_s = G + Q = 6.7300\text{KN/m}^2$.

✓ $q_u = p_u * 0.65 = 6.0518\text{KN/m}$.

✓ $q_s = p_s * 0.65 = 4.3745\text{KN/m}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.2228 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0668 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2668 \end{cases}$$

▪ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_D = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{6.0518 * 4.40^2}{8} = 14.6453\text{KN.m} \\ M_0^S = \frac{4.3745 * 4.40^2}{8} = 10.5862\text{KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_D^U = -2.1967\text{KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_D^S = -1.5879\text{KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = M_C^U = -0.5M_0^U = -7.3226\text{KN.m}$

ELS: $M_B^S = M_C^S = -0.5M_0^S = -5.2931\text{KN.m}$

▪ **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

M_g : Moment de l'appui gauche de la travée

M_d : Moment de l'appui droit de la travée.

M_0 : Moment isostatique de la travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots (\text{travée intermédiaire}) \end{array} \dots\dots\dots (2) \right.$$

Travée(AB) : **L=4.40m**

ELU $M_0^U = \frac{6.0518 \cdot 4.40^2}{8} = 14.6453 \text{ KN.m}$

ELS $M_0^S = \frac{4.3745 \cdot 4.40^2}{8} = 10.5862 \text{ KN.m}$

$$M_{AB} \geq 1.0668 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) \dots\dots\dots 1$$

ELU $M_{AB}^U \geq 1.096 (14.6453) - \left(\frac{0 + 7.3226}{2} \right) \Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{11.9623 \text{ KN.m}}$

ELS $M_{AB}^S \geq 1.096 (10.5862) - \left(\frac{0 + 5.2931}{2} \right) \Rightarrow M_{AB}^S \geq \mathbf{8.6468 \text{ KN.m}}$

[AB] travée de rive

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

ELU $M_{AB}^U \geq \left(\frac{1.2668}{2} \right) * 14.6453 \Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{9.2763 \text{ KN.m}}$

ELS $M_{AB}^S \geq \left(\frac{1.2668}{2} \right) * 10.5862 \Rightarrow M_{AB}^S \geq \mathbf{6.7052 \text{ KN.m}}$

De (1) et (2) : $M_{AB}^U \geq \mathbf{11.9623 \text{ KN.m}}$
 $M_{AB}^S \geq \mathbf{8.6468 \text{ KN.m}}$

Travée(BC) : **L=4.10m**

ELU $M_0^U = \frac{6.0518 \cdot 4.10^2}{8} = 12.7163 \text{ KN.m}$

ELS $M_0^S = \frac{4.3745 \cdot 4.10^2}{8} = 9.1919 \text{ KN.m}$

$$M_{BC} \geq 1.0668 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) \dots\dots\dots 1$$

ELU $M_{BC}^U \geq 1.0668 (12.7163) - \left(\frac{2 \cdot 7.3226}{2} \right) \Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{6.2431 \text{ KN.m}}$

ELS $M_{BC}^S \geq 1.0668 (9.1919) - \left(\frac{2 \cdot 5.2931}{2} \right) \Rightarrow M_{BC}^S \geq \mathbf{4.5128 \text{ KN}}$

[BC] travée intermédiaire

$$M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots (\text{travée intermédiaire})$$

ELU $M_{BC}^U \geq \left(\frac{1.0668}{2} \right) * 12.7163 \Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{6.7828 \text{ KN.m}}$

ELS $M_{BC}^S \geq \left(\frac{1.0668}{2}\right) * 9.1919 \Rightarrow M_{BC}^S \geq 4.9029 \text{ KN.m}$

De (1) et (2) : $M_{BC}^U \geq 6.7828 \text{ KN.m}$
 $M_{BC}^S \geq 4.9029 \text{ KN.m}$

Travée(CD) : **L=3.70m**

ELU $M_0^U = \frac{6.0518 * 3.70^2}{8} = 10.3561 \text{ KN.m}$

ELS $M_0^S = \frac{4.3745 * 3.70^2}{8} = 7.4858 \text{ KN.m}$

$M_{CD} \geq 1.0668 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \dots \dots \dots 1$

ELU $M_{CD}^U \geq 1.0668 (10.3561) - \left(\frac{7.3226 + 0}{2}\right) \Rightarrow M_{CD}^U \geq 7.3865 \text{ KN.m}$

ELS $M_{CD}^S \geq 1.0668 (7.4858) - \left(\frac{5.2931 + 0}{2}\right) \Rightarrow M_{CD}^S \geq 5.3393 \text{ KN}$

[CD] travée de rive.

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

ELU $M_{CD}^U \geq \left(\frac{1.2668}{2}\right) * 10.3561 \Rightarrow M_{CD}^U \geq 6.5595 \text{ KN.m}$

ELS $M_{CD}^S \geq \left(\frac{1.2668}{2}\right) * 7.4858 \Rightarrow M_{CD}^S \geq 4.7415 \text{ KN.m}$

De (1) et (2) : $M_{CD}^U \geq 7.3865 \text{ KN.m}$
 $M_{CD}^S \geq 5.3393 \text{ KN.m}$

✓ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*

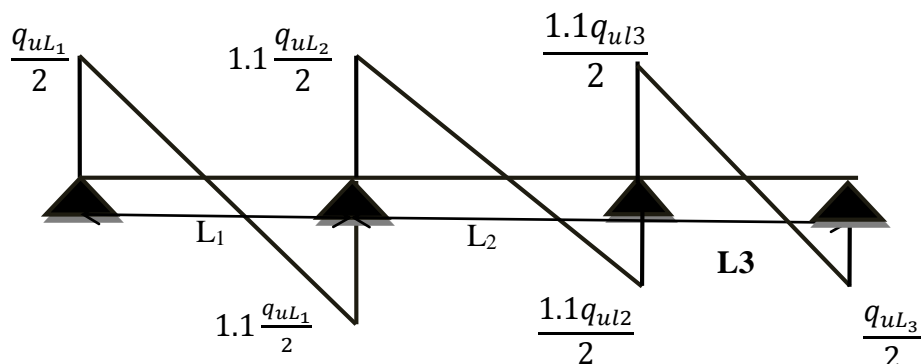


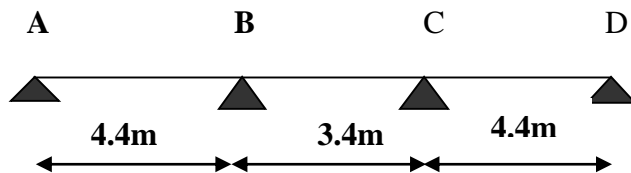
Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 3 travées.

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} V_A = 13.3139 \text{ KN} \\ V_B = -14.6453 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} V_B = 13.6468 \text{ KN} \\ V_C = -13.6468 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} V_C = 12.3154 \text{ KN} \\ V_D = -11.1958 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Type(2) : étage d'habitation :**



FigureIII.7 :Type 2 de poutrelle

1. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
2. $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(10.46, 5\text{KN/m}^2)$condition vérifiée.
3. le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $0.8 < 3.40/4.4=0.77 < 1.25$condition n'est pas vérifiée.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour ce type de poutrelles donc on utilise la méthode de caquot minorée

La méthode de caquot minorée

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée, quand une condition de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, dans ce cas pour calculer le moment sur appui, on remplace la charge permanente G par $G' = 2/3G$,uniquement pour le calcul des moment en appui , pour le calcul des moment on en travées on reprend la charge total G.

$$G' = 2/3 * 5.23 = 3.4866 \text{ KN}$$

- ✓ $P_u = 1.35G + 1.5Q = 6.9570 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ $P_s = G + Q = 4.9866 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ $q_u = p_u * 0.65 = 4.5220 \text{ KN/m}$.
- ✓ $q_s = p_s * 0.65 = 3.2412 \text{ KN/m}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.3008 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0902 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.2902 \end{cases}$$

▪ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_D = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{4.522 \cdot 4.4^2}{8} = 10.9432 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{3.2412 \cdot 4.4^2}{8} = 7.8437 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_D^U = -1.6414 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_D^S = -1.1765 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = M_C^U = -0.5 M_0^U = -5.4716 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = M_C^S = -0.5 M_0^S = -3.9218 \text{ KN.m}$

Moments en travées:

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

M_g : Moment de l'appui gauche de la travée

M_d : Moment de l'appui droit de la travée

M_0 : Moment isostatique de la travée

$$\begin{cases} M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots (\text{travée intermédiaire}) \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Travée(AB) : **L=4.40m**

ELU $M_0^U = \frac{6.0518 \cdot 4.40^2}{8} = 14.6453 \text{ KN.m}$

ELS $M_0^S = \frac{4.3745 \cdot 4.40^2}{8} = 10.5862 \text{ KN.m}$

$$M_{AB} \geq 1.0902 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \dots \dots \dots 1$$

ELU $M_{AB}^U \geq 1.0902 (14.6453) - \left(\frac{0 + 5.4718}{2}\right) \Rightarrow M_{AB}^U \geq 13.2305 \text{ KN.m}$

ELS $M_{AB}^S \geq 1.0902 (10.5862) - \left(\frac{0 + 3.9218}{2}\right) \Rightarrow M_{AB}^S \geq 9.5801 \text{ KN.m}$

[AB] travée de rive

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

ELU $M_{AB}^U \geq \left(\frac{1.2902}{2}\right) * 14.6453 \Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{9.4476}$ KN.m

ELS $M_{AB}^S \geq \left(\frac{1.2902}{2}\right) * 10.5862 \Rightarrow M_{AB}^S \geq \mathbf{6.8291}$ KN.m

De (1) et (2) : $M_{AB}^U \geq \mathbf{13.2303}$ KN.m
 $M_{AB}^S \geq \mathbf{9.5801}$ KN.m

Travée(BC) : **L=3.4m**

ELU $M_0^U = \frac{6.0158 * 3.40^2}{8} = 8.7448$ KN.m

ELS $M_0^S = \frac{4.3745 * 3.40^2}{8} = 6.3211$ KN.m

$M_{BC} \geq 1.0902 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \dots \dots \dots 1$

ELU $M_{BC}^U \geq 1.0902 (8.7448) - \left(\frac{2 * 5.4716}{2}\right) \Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{4.0619}$ KN.m

ELS $M_{BC}^S \geq 1.0902 (6.3211) - \left(\frac{2 * 6.0790}{2}\right) \Rightarrow M_{BC}^S \geq \mathbf{2.9694}$ KN

[BC] travée intermédiaire

$M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots$ (travée intermédiaire)

ELU $M_{BC}^U \geq \left(\frac{1.0902}{2}\right) * 8.7448 \Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{4.7667}$ KN.m

ELS $M_{BC}^S \geq \left(\frac{1.0902}{2}\right) * 6.3211 \Rightarrow M_{BC}^S \geq \mathbf{3.4456}$ KN.m

De (1) et (2) : $M_{BC}^U \geq 4.7667$ KN.m
 $M_{BC}^S \geq 3.4456$ KN.m

Travée(CD) : **L=4.4m**

ELU $M_0^U = \frac{6.0518 * 4.40^2}{8} = 14.6453$ KN.m

ELS $M_0^S = \frac{4.3745 * 4.40^2}{8} = 10.5862$ KN.m

$M_{CD} \geq 1.0902 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \dots \dots \dots 1$

ELU $M_{CD}^U \geq 1.0902 (14.6453) - \left(\frac{0 + 5.4716}{2}\right) \Rightarrow M_{CD}^U \geq \mathbf{13.2307}$ KN.m

ELS $M_{CD}^S \geq 1.0902 (10.5862) - \left(\frac{0+3.9218}{2}\right) \Rightarrow M_{CD}^S \geq \mathbf{9.5801}$ KN.m

[CD] travée de rive

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

ELU $M_{CD}^U \geq \left(\frac{1.2902}{2}\right) * 14.6453 \Rightarrow M_{CD}^U \geq \mathbf{9.4476}$ KN.m

ELS $M_{CD}^S \geq \left(\frac{1.2902}{2}\right) * 10.5862 \Rightarrow M_{CD}^S \geq \mathbf{6.8291}$ KN.m

De (1) et (2) : $M_{CD}^U \geq \mathbf{13.2307}$ KN.m
 $M_{CD}^S \geq \mathbf{9.5801}$ KN.m

✓ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres par la méthode de *la RDM*

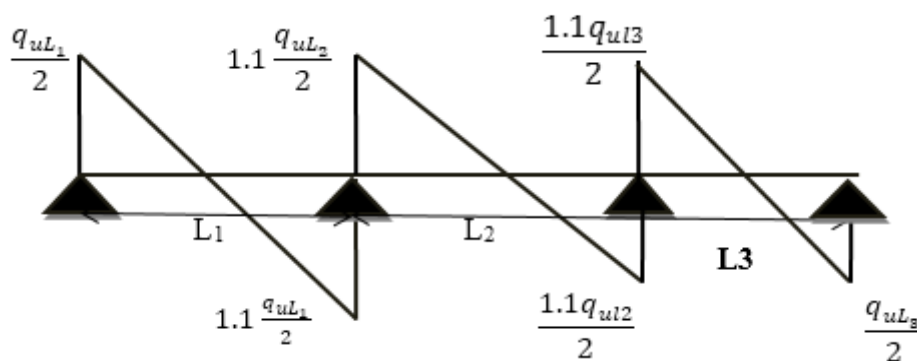


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 3 travées.

Travée (AB) $\left\{ \begin{array}{l} V_A = 9.9484 \text{ KN} \\ V_B = -10.9432 \text{ KN} \end{array} \right.$,

Travée (BC) $\left\{ \begin{array}{l} V_B = 8.4561 \text{ KN} \\ V_C = -8.4561 \text{ KN} \end{array} \right.$

Travée (CD) $\left\{ \begin{array}{l} V_C = 10.9432 \text{ KN} \\ V_D = -9.9484 \text{ KN} \end{array} \right.$,

III.3. Tableau récapitulatifs des sollicitations des 3 types de poutrelle :

Tableau III .3:Les sollicitation des poutrelles du plancher (étage d’habitation)						
Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU		V KN	ELS		
	M appuis KN.M	M travées KN.M		M appuis KN.M	M travées KN.M	
Types -1-	$M_a = M_d$ = -2.1967	M_{ab} = 11.9626	Travée (ab)	V_a = 13.3139 V_b = -14.6453	$M_a = M_d$ = -1.5879	$M_{ab} = 8.6468$
	M_b = -7.3226	$M_{bc} = 6.7828$	Travée (bc)	V_b = 13.6468 V_c = -13.6468	M_b = -5.2931	$M_{bc} = 4.9029$
	M_c = -7.3226	$M_{cd} = 7.3865$	Travée (cd)	V_c = 12.3154 V_d = -11.195	M_b = -5.2931	$M_{cd} = 5.3393$
	M_{appui}^{max} = -7.3226	$M_{travée}^{max}$ = 11.9626	V^{max} = -14.6453		M_{appui}^{max} = -5.2931	$M_{travée}^{max}$ = 8.6468
TYPE2	$M_a = M_d$ = -1.6414	M_{ab} = 13.2303	Travée (ab)	$V_a = 9.9484$ V_b = -10.9432	$M_a = M_d$ = -1.1765	$M_{ab} = 9.5801$
	M_b = -5.6414	$M_{bc} = 4.7667$	Travée (bc)	$V_b = 8.4561$ V_c = -8.4561	M_b = -3.9218	$M_{bc} = 3.4456$
	M_c = -5.4716	$M_{cd} = 13.2307$	Travée (cd)	V_c = 10.9432 V_d = -9.9484	$M_c =$ -3.9218	$M_{cd} = 9.5810$
	M_{appui}^{max} = 5.641	$M_{travée}^{max}$ = 13.2307	V^{max} = 10.9432		M_{appui}^{max} = -3.9218	$M_{travée}^{max}$ = 9.5801

Type-3-	$M_a = M_i$ = -1.6414	M_{ab} = 13.2305	Travée (ab)	$V_a = 9.9484$ V_b = -10.9432	$M_a = M_i$ = -1.1765	$M_{ab} = 9.5801$
	M_b = -5.4716	$M_{bc} = 9.2271$	Travée (bc)	$V_b = 10.1971$ V_c = -10.1971	$M_b = -3.9218$	$M_{bc} = 6.698$
	M_c = -3.8007	$M_{cd} = 6.6755$	Travée (cd)	$V_c = 9.2022$ V_d = -9.2022	$M_c = -2.7242$	$M_{cd} = 4.8534$
	M_d = -5.4286	$M_{de} = 14.3725$	Travée (de)	$V_d = 12.1867$ V_e = -12.1867	$M_d = -3.8910$	$M_{de} = 10.4221$
	M_e = -5.4286	$M_{ef} = 2.5771$	Travée (ef)	$V_e = 6.2177$ V_f = -6.2177	$M_e = -3.8910$	$M_{ef} = 1.8628$
	M_f = -4.3772	$M_{fg} = 11.5247$	Travée (fg)	$V_f = 10.9432$ V_g = -10.9432	$M_f = -3.1774$	$M_{fg} = 8.4037$
	M_g = -4.3772	$M_{gh} = 4.7667$	Travée (gh)	$V_g = 8.4561$ V_h = -8.4561	$M_g = -3.1774$	$M_{gh} = 3.4456$
	M_h = -5.4716	$M_{hi} = 13.2305$	Travée (hi)	$V_h = 10.9432$ V_i = -9.9484	$M_h = -3.9218$	$M_{hi} = 9.5801$
	M_{appui}^{max} = -5.4716	$M_{travée}^{max}$ = 14.3527		V^{max} = 12.1867	M_{appui}^{max} = -3.9218	$M_{travée}^{max}$ = 10.4221

III.4.Ferrailage des poutrelles :

Les sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher d'habitation) dans le tableau III.4 suivant :

<i>Tableau III.4 Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher d'habitation)</i>		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	14.3725	10.4221
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-2.1967	-1.5879

Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-7.3226	-5.2931
Effort tranchant (KN)	-14.6453	

♣ **Ferrailage des travées:**

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

✓ $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.1667 \text{ MPa}$, θ : influence négative de la durée d'application de la charge (durée > 24h $\Rightarrow \theta = 1$).

✓ M_u : Moment sollicitant de calcul = 14.3725 KN.m

✓ $d = 0.9 \cdot h_t = 18 \text{ cm}$.

$$M_{Tu} = 14.1667 \cdot 0.6 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 54.4 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_u = 14.3725 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 54.4 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow *{la table de compression n'est pas entièrement comprimée.
(l'axe neutre passe par la table de compression.)}*

Donc, calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h_t$)

• $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.3725 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.60 \cdot 0.18^2} = 0.05218 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$.

• $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4 \alpha_l)$, $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$, $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$.

Acier FeE400 $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}$, $\alpha_l = 0.668$, $\mu_l = 0.3916$.

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.05218 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$

✓ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.

✓ $z = d(1 - 0.4 \alpha)$.

✓ $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.038)}}{0.8} = 0.067 \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.067)$

$$\Leftrightarrow z = 0.175 \text{ m}$$

A.N: $A_T = \frac{14.3725 \cdot 10^{-3}}{0.175 \cdot 348} = 2.36 \cdot 10^{-4} \text{ m}$.

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

Choix: on choisit 3HA 10 \Rightarrow $A_T = 2.37 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité** $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$.

✓ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

$$A_T = 2.37 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.60 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

♣ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Le calcul des sections de ferraillage des appuis intermédiaires dans le **tableau III.5** suivant :

Tableau III.5 Calcul des sections de ferraillage des appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 7.3226 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.137 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0265 < \mu_l = 0.3915$	
$\alpha = 0.03357$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 1.18 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 2 HA 10 $A_{inter} = 1.58 \text{ cm}^2$
$Z = 0.1775 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 1.58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$ <p style="text-align: center;">Vérifié</p>

♣ **Ferraillage des appuis de rive :**

Le calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive dans le **tableau III.6** suivant :

Tableau III.6 Calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 2.1967 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> $M_u < 0$ ⇒ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0.0079 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.0391$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 0.356 \text{ cm}^2$. <u>Choix</u> : on choisit 1 HA 10 $A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2$
$z = 0.1771 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$ <p style="text-align: center;">Vérifié</p>

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de l'acier).

- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ on aura "y".}$$

• En travée :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.60 \cdot 0.04^2}{2} - 15 * 2.37 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.77 * 10^{-5} m$

- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

- ✓ La vérification des contraintes en travée dans le **tableau III.7** suivant :

Tableau III.7 Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,04m$	$\sigma_b = 5.059 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifié
$I = 8.24 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 5.059 MPa$	

• Aux appuis de rive :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 \cdot 0.04^2}{2} - 15 * 0.79 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -8.59 * 10^{-5} m$

- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

La vérification des contraintes aux appuis de rives dans le **tableau III.8** suivant

Tableau III.8 : Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.08 m$	$\sigma_b = 1.23 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifié
$I = 1.03 * 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 1.23 MPa$	

• Aux appuis intermédiaires :

- ✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 \cdot 0.04^2}{2} - 15 * 1.58 * 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -2.518 * 10^{-4} m$

- ✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

La vérification des contraintes aux appuis intermédiaire dans le **tableau III.9** suivant :

Tableau III.9 Vérification des contraintes aux appuis intermédiaire	
Calculs	Vérifications
$y = 0.034 m$	$\sigma_b = 4.27 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifié
$I = 5.83 * 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 4.27 MPa$	

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 MPa}$$

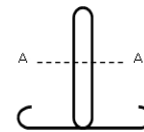
A.N:

$$\tau_u = \frac{14.69 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.8136 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.34 MPa \quad \text{vérifié}$$

Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.

❖ **Vérification de l'espacement « S_t » :**

On fixe A_t = étrier φ₆ ⇒ A_t = 2φ₆ ⇒ $\boxed{A_t = 0,57 cm^2}$



- 1) $S_t \leq \min[0.9 * d, 40 cm].$
- 2) $S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0}$
- 3) $S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)}$

1) ⇔ $S_t \leq 16.2 cm$. 2) ⇔ $S_t \leq 57 cm$.

$$3) \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 MPa. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 99.34 cm$$

⇒ $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 cm$. Alors, on prend $\boxed{S_t = 15 cm}$.

Commentaire: On utilise A_t = étrier φ₆ chaque espacement $\boxed{S_t = 15 cm}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

• Appuis de rive :

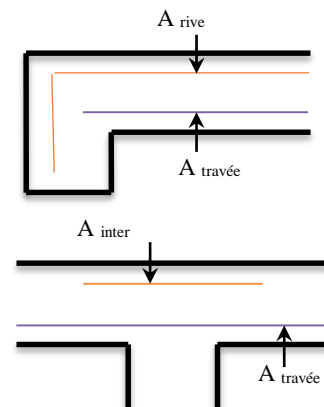
$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.37 + 0.79 = 3.16 cm^2.$$

$$A_l = 3.16 cm^2 \geq \frac{1,15}{400} * 14.6453 * 10^{-3} = 0.4223 cm^2 \quad \text{vérifié}$$

• Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$



$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.37 + 1.58 = 3.95 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3.95 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(14.69 * 10^{-3} + \frac{(-6.34 * 10^{-3})}{0.9 * 0.18} \right) = -0.877 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{cases} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$$\checkmark a = \min[0.9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

A.N : $a = \min[16.2 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$

$$V_u = 14.6937 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

Commentaire : La bielle est vérifiée.

♣ **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm}.$$

$$\tau_u^1 = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \quad \text{vérifié}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

♣ **Vérification de la flèche :**

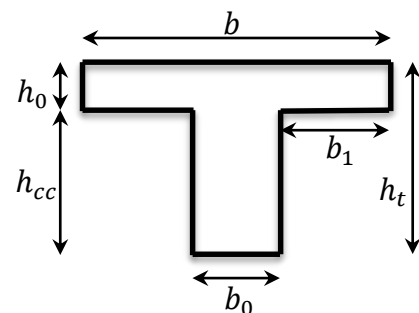
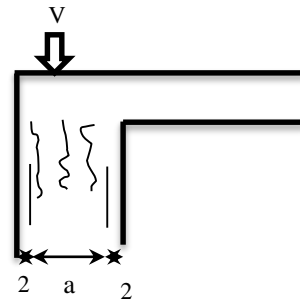
Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\begin{cases} 1) h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{15 * M_0} \\ 2) A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \\ 3) l \leq 8 \text{ m}. \end{cases}$$

- ✓ h_t : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓ $M_{travée}^{max}$: Moment maximale en travée à l'ELS.

$A_{travée}$: Section d'armature dans la travée

- ✓ l : Longueur de la travée maximale, $l = 4.9 \text{ m}.$
- ✓ M_0 : Moment isostatique, $M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{4.3745 * 4.9^2}{8} = 13.1289 \text{ KN.m}.$



- 1) $h_t = 20 \text{ cm} < \frac{7.68 \cdot 10^{-3} \cdot 3.8}{15 \cdot 9.06 \cdot 10^{-3}} = 25.93 \text{ cm}$.
- 2) $A_{travée} = 2.37 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 \cdot 0.1 \cdot 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2$.
- 3) $l = 4.9 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Condition(1) non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.23 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.23 + 1.5 = 6.73 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.60 \cdot 3.75 = 2.25 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.60 \cdot 5.23 = 3.138 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.60 \cdot 7.73 = 4.038 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Evaluation des moments :**

Le calcul des moments correspondants dans le tableau III.10 qui suit :

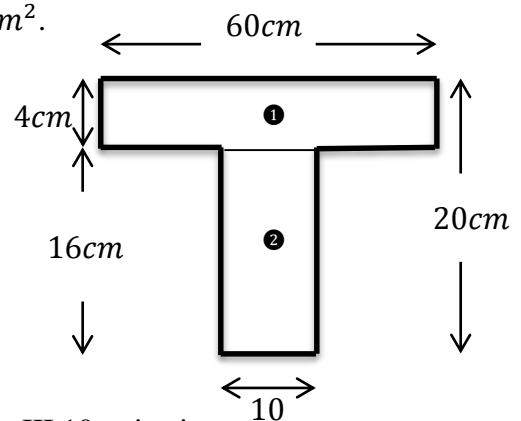


Tableau III.10 : Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$0.796 \left(\frac{q_j \cdot l^2}{8} \right)$	$M_j = 5.3752 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.796 \left(\frac{q_g \cdot l^2}{8} \right)$	$M_g = 7.4966 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.796 \left(\frac{q_p \cdot l^2}{8} \right)$	$M_p = 9.6467 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G$$

$$= \frac{(0.16 * 0.1)(0.08) + (0.60 * 0.04)(0.16 + 0.02) + 15 * 2.37 * 10^{-4} * 0.18}{(0.16 * 0.1) + (0.60 * 0.04) + 15 * 2.37 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.143 \text{ m}$$

$$I_0 = I_2 + I_1 = 1.336 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\begin{cases} I_2 = \frac{0.1 * 0.16^3}{12} + (0.1 * 0.16)(0.143 - 0.08)^2 = 9.76 * 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_1 = \frac{0.6 * 0.04^3}{12} + (0.04 * 0.60)((0.2 - 0.143) - 0.02)^2 = 3.60 * 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Le calcul des contraintes correspondantes dans le **tableau III.11** qui suit :

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 84.4904 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 117.8357 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 151.6332 \text{ MPa}$
	$y = 0.04 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \end{array} \right.$$

Le coefficient μ dans le **tableau III.12** qui suit :

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.013$
coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.4369$
coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.558$
coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.6341$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{différée} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 2.4045 \\ \lambda_v = 0.9618 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments d’inerties fictives :**

Le calcul des moments d’inerties fictives dans le **tableau III.13** suivant :

Tableau III.13 : Calcul des moments d’inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 7.1670 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 6.29 * 10^{-5} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 9.5766 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 5.6150 * 10^{-5} m^4$

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

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Le **tableau III.14** qui suit montre la vérification de la flèche :

Tableau III.14 : Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$17.53 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$14.3704 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$5.2314 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$6.3791 * 10^{-3} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$2.0123 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$9.8 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

III.5.Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

➤ Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ ente axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

✓ $f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

A.N:

$$A_{\perp} = \frac{4 * 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle (⊥) aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N:

$$A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

III.5. Schémas de ferrailage des poutrelles :

Le **tableau III.15** montre les schémas de ferrailage des poutrelles

Plancher	Tableau III.15 Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
Etage d'habitation			<p>armature de construction</p>

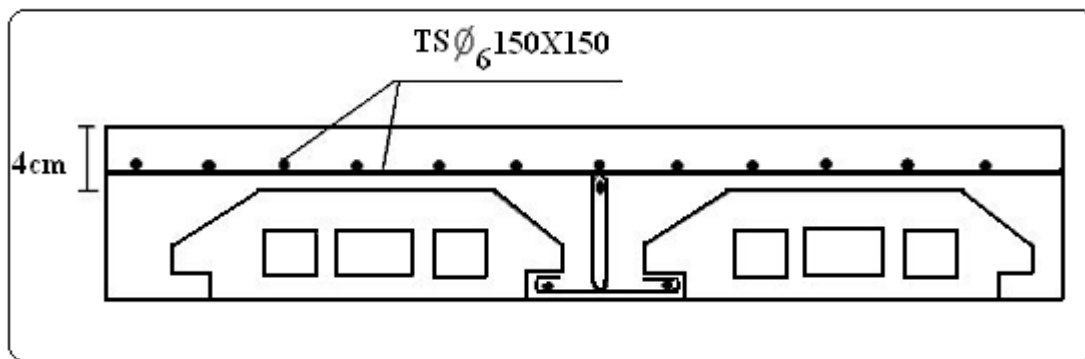
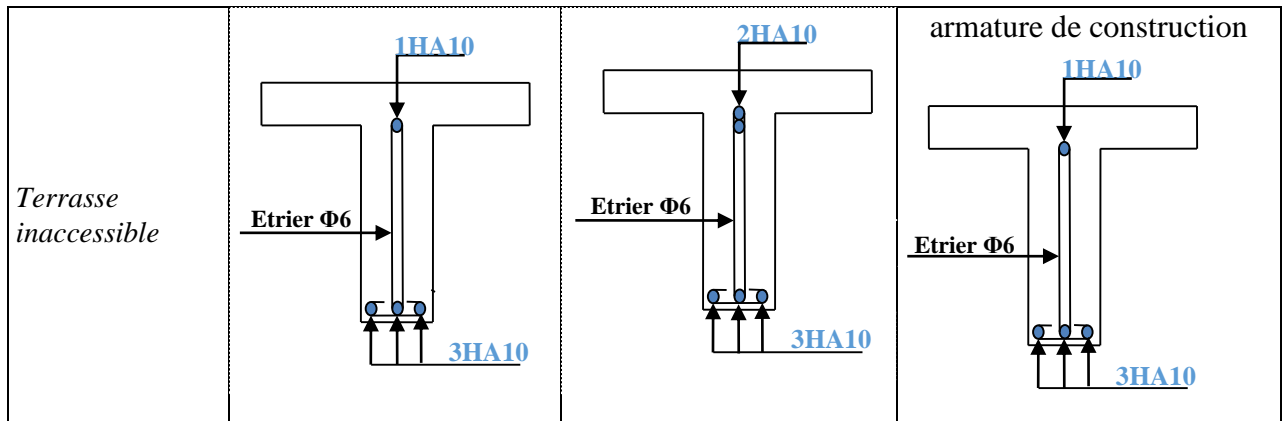


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.B.1. Calcul des sollicitations :

III.2.B.1.1. Dalle D1 :

$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$

Dalle su 2 appuis, d'épaisseur 12 cm.

Elle est située au niveau des planchers d'étages

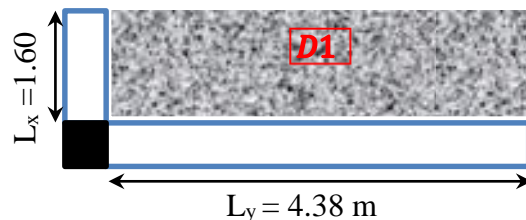


Figure III.10: Dalle sur 2 appuis (D1)

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$
- ELS : $q_s = G + Q.$
- $L_x = 1.60 \text{ m}.$
- $L_y = 4.38 \text{ m}.$
- $Q_g = 1 \text{ kn / m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).

$q_u = 11.298 \text{ KN/ml}$

$q_s = 7.98 \text{ KN}$

- $Q_{gu} = 1,35 \cdot 1 = 1,35 \text{ KN/m}$.

$$\rho = \frac{1,6}{4,38} = 0,3652 < 0,4$$

→ La dalle travaille dans un seul sens L_x (sens principal)

$$M_U = \frac{p_u \cdot l^2}{2} + Q_{gu} \cdot l$$

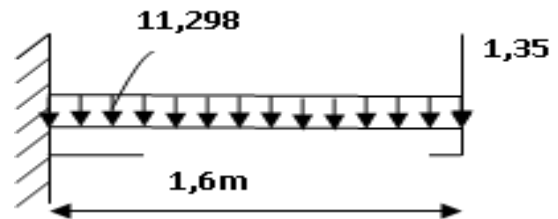


Figure III.11: La charge sur la dalle

$$M_U = \frac{11,298 \cdot 1,6^2}{2} + 1,35 \cdot 1,6 = 16,62 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{p_s \cdot l^2}{2} + Q_{gs} \cdot l = \frac{7,98 \cdot 1,6^2}{2} + 1 \cdot 1,6 = 11,8144 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$V_u = P_u \cdot l + Q_{gu} = 11,298 \cdot 1,6 + 1,35 = 19,4268 \text{ KN}$$

III.2.2.1.2. Dalle D2 :

$$G = 4,48 \text{ KN/m}^2, Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 11,298 \text{ KN/ml}$$

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 12 cm.

$$q_s = 7,98 \text{ KN}$$

Elle est située au niveau des planchers d'étages.

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$.
- ELS : $q_s = G + Q$.
- $L_x = 1,60 \text{ m}$.
- $L_y = 4,57 \text{ m}$.

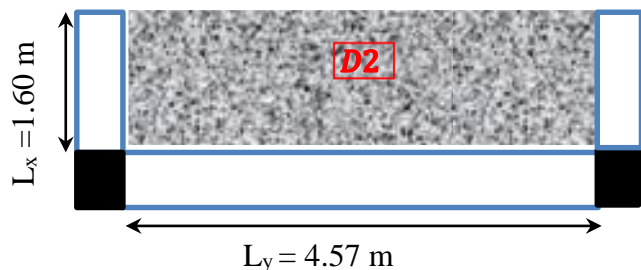


Figure III.12: Dalle sur 3 appuis (D2)

• Les moments :

On a: $l_x = 1,6 \text{ m} < \frac{l_y}{2} =$

$$2,285 \text{ m.} \quad \text{Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 & ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{11.3 * 1.6^2 * 4.57}{2} - \frac{2 * 11.3 * 1.6^3}{3} = 35.2439 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.3 * 1.6^3}{6} = 7.7141 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 & ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{7.98 * 1.6^2 * 4.57}{2} - \frac{2 * 7.98 * 1.6^3}{3} = 24.889 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7.98 * 1.6^3}{6} = 5.4476 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

- En travée :

$$\begin{aligned}
 & \text{panneau de rive} \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y \end{cases} \\
 & ELU \begin{cases} M_t^x = 29.9572 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 6.5569 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 21.1556 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.6304 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

- Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

- Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -105731 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -7.4667 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -17.6219 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -12.4445 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = \frac{11.298 * 1.6}{2} = 9.0384 \text{ KN.m}$$

III.2.2.1.3. Dalle D3:

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 13.548 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 9.48 \text{ KN/ml}$$

Dalle sur 4 appuis, d'épaisseur 12 cm.

Elle représente le panneau le plus sollicité au niveau des planchers de RDC

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$.
- ELS : $q_s = G + Q$.
- $L_x = 4.4 \text{ m}$.
- $L_y = 5.44 \text{ m}$.

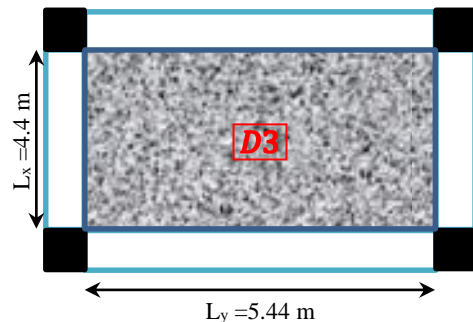


Figure III.13 : Dalle sur 4 appuis (D5)

✓ Les moments :

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 > 0.4.$$

Alors, la dalle travaille dans les deux sens

($\parallel L_x$) et ($\parallel L_y$).

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

μ_x, μ_y ?

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.8 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0561. \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} \rho = 0.8 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0636. \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 14.7144 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 8.7683 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_0^x = 11.05258 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 8.1960 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée :

$$\text{panneau intermédiaire} \begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 11.0358 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 6.5762 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 8.6443 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 6.147 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -4.4143 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -3.4577 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -7.3572 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -5.7629 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.79 > 0.4. \text{ Donc,}$$

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = \frac{13.548 * 4.4}{2} * \frac{5.44^4}{4.4^4 + 5.44^4} = 20.8726 \text{ KN.m}$$

III.2.2.2. Ferrailage des différentes dalles**III.2.2.2.1. Ferrailage : panneau D1 :**❖ **Ferrailage de la travée :**

D1 sont des dalles sur appuis dont « $l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow 1.6 < \frac{4.38}{2}$ »,

Tableau III.16 : calcul des sections de Ferrailage de la travée (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.1005 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.1005 < \mu_l = 0,3915$	
$\alpha = 0.132$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_t^x = 4.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 6 HA 10 /ml $A_t^x = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A_t^y = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ <u>Choix</u> : on choisit 3 HA 10 /ml $A_t^y = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$
$z=0.1022 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$ $= 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$
	$\ L_x\ : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 16 \text{ cm}$ Vérfié

III.2.2.2.2. Ferrailage : panneau D2

D2 sont des dalles sur appuis dont « $l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow 1.6 < \frac{4.57}{2}$ »,

Tableau III.17 : calcul des sections de Ferrailage de la travée (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.181 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.092 < \mu_l = 0,3915$	
$\alpha = 0.251$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_t^x = 8.8654 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 6 HA 14 /ml $A_t^x = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ <ul style="list-style-type: none"> • $A_t^y = 2.0151 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 5 HA 10 /ml $A_t^y = 3.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$z=0.0971 \text{ m}$	

<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$ $= 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$
	<p style="text-align: center;">vérifié</p> $\ L_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ $\ L_y : S_t \leq \min[4e, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Ferraillage des appuis de rive :**

Tableau III.18 qui suit montre le calcul des sections de ferraillage des appuis de rive (D2) :

<i>Tableau III.18 : calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive (D2)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.03398 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0326 < \mu_l = 0.3915$	
$\alpha = 0.0827$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{rive} = 2.9101 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 4HA 10 /ml $A_{rive} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$z=0.1044 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$ $= 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{rive} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$ <p style="text-align: center;">Vérifié</p>
	$S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Le tableau III.19 qui suit montre le calcul des sections de ferraillage des appuis intermédiaires (D2) :

<i>Tableau III.19 : calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires (D2)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0,046 < 0,186$ (pivot A) $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,046 < \mu_l = 0,3915$	
$\alpha = 0,0588$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_{inter} = 2.077 \text{ cm}^2/\text{ml}$. • <u>Choix</u> : on choisit 4 HA 10 /ml $A_{inter} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$z=0,1054 \text{ m}$	

<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$	$A_{inter} = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$ <p style="text-align: center;">vérifié</p>
	$S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.2.2.3. Ferrailage : panneau D3 :

❖ **Ferrailage en travée :**

$\rho = 0.8 > 0.4$ la dalle travaille suivant deux sens, ($\parallel L_x$) et ($\parallel L_y$).

➤ ($\parallel L_x$):

<i>Tableau III.20 : calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_x$) (D3)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.0667 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0667 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.0864$	<ul style="list-style-type: none"> • $A_t = 3.0433 \text{ cm}^2/ml$. • <u>Choix</u> : on choisit 4 HA 10 /ml <p style="text-align: center;">$A_t = 3.14 \text{ cm}^2/ml$</p>
$z = 0.1042 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $\left\{ \begin{array}{l} e = 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.79 \Rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e \end{array} \right.$ <p>{ Acier H.A FeE400 $\rho_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{min} = 1.056 \text{ cm}^2/ml$</p>	$A_t = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.056 \text{ cm}^2/ml$ <p style="text-align: center;">vérifié</p>
	$\parallel L_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ ($\parallel L_y$):

<i>Tableau III.21 : calcul des sections de Ferrailage de la travée ($\parallel L_y$) (D3)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.0503 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> • $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.0503 < \mu_l = 0.3916$	

$\alpha = 0.0646$	<ul style="list-style-type: none"> $A_t = 02.0208 \text{ cm}^2/\text{ml}$. <u>Choix</u> : on choisit 3 HA 10 $A_t = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$z=0.0935 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $\begin{cases} e = 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.8 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e$	$A_t = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié
$\begin{cases} \text{Acier H.A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$\parallel L_y : S_t \leq \min[4e, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

❖ **Ferraillage des appuis de rive :**

<i>Tableau III.22 : calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive (D3)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.0267 < 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.267 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.0338$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{rive} = 1.191 \text{ cm}^2/\text{ml}$. <u>Choix</u> : on choisit 3HA 10 /ml $A_{rive} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$z=0.1065 \text{ m}$	
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{rive} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié $S_t = 33 \text{ cm}$

❖ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

<i>Tableau III.23: calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires (D3)</i>	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.046 < 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé.

$\mu_{bu} = 0.046 < \mu_l = 0.3916$	<ul style="list-style-type: none"> Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$.
$\alpha = 0.0558$	<ul style="list-style-type: none"> $A_{inter} = 2.077 \text{ cm}^2/\text{ml}$. <u>Choix</u> : on choisit 3HA 10 /ml
$z=0.1054 \text{ m}$	$A_{inter} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$
<p>Condition de non fragilité :</p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{inter} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifié $S_t = 33 \text{ cm}$

III.2.2.3. Armature dues à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

$$\begin{cases} (1) \text{ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.} \\ (2) \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

(1) Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage.

- ✓ Panneau D1: (2) $\tau_u = 0.1798 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.
- ✓ Panneau D2 : (2) $\tau_u = 0.0836 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.
- ✓ Panneau D3 : (2) $\tau_u = 0.1932 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$.

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

III.2.2.4. Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

- ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

- **Panneau D1 :**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

En travée :

✓ (|| l_x)

Tableau III.24 : Vérification des contraintes en travée (D2)(l_x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.019m$	$\sigma_b = 6.5175MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifié
$I = 1.68 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 6.5175MPa$	
$\sigma_s = 45.7944 MPa$	$\sigma_s = 45.7944 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ vérifié

• **-vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

• **Panneau D2 :**

En travée :

✓ (|| l_x)

Tableau III.25 : Vérification des contraintes en travée (D2)(l_x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0343m$	$\sigma_b = 5.6693MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifié
$I = 5.2299 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 5.6693MPa$	
$\sigma_s = 182.7283 MPa$	$\sigma_s = 182.7283 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ Vérifié

..

✓ (|| l_y)

Tableau III.26 : Vérification des contraintes en travée (D2)(l_y)	
Calculs	Vérifications

$y = 0.0554m$	$\sigma_b = 1.7488MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifié
$I = 19.4727 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 1.7488 MPa$	
$\sigma_s = 24.9065 MPa$	$\sigma_s = 24.9065 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ vérifié

Aux appuis :

Tableau III.27 : Vérification des contraintes aux appuis (D2)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.02583 m$	$\sigma_b = 4. MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ Vérifié
$I = 3.0499 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 4.8806 MPa$	
$\sigma_s = 15.5263 MPa$	$\sigma_s = 15.5263MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ Vérifié

Panneau D3 :

En travée :

✓ ($\parallel l_x$)

Tableau III.28 : Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_x$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0263m$	$= 7.2867MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifié
$I = 3.1647 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 7.2867MPa$	
$\sigma_s = 182.7283 MPa$	$\sigma_s = 182.7283 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ Vérifié

✓ ($\parallel l_y$)

Tableau III.29 : Vérification des contraintes en travée (D2)($\parallel l_y$)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.026m$	$\sigma_b = 5.08MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifié
$I = 3.1647 * 10^{-5}m^4$	
$\sigma_b = 5.08 MPa$	
$\sigma_s = 24.9065 MPa$	$\sigma_s = 24.9065 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ vérifié

Aux appuis :

Tableau III.30 : Vérification des contraintes aux appuis (D2)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.026 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.033 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifié
$I = 3.1647 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.033 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 15.5263 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 15.5263 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifié

❖ **Récapitulation :**

Tableau III.31 : Récapitulation du ferrailage des différentes dalles			
Panneaux		Sections d'armatures	Espacements
D1	Travée	$A_t^x = 4\text{HA}10/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
		$A_t^y = 3\text{HA}8/\text{ml} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
D2	Travée	$A_t^x = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$	16.66 cm
		$A_t^y = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
	Appuis	$A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25cm
D3	Travée	$A_t^x = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$	25 cm
		$A_t^y = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33.33 cm
	Appuis	$A_a = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33.33 cm

III.2.2.5. Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$\textcircled{1} e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$\textcircled{2} A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$$

❖ **Panneau D1:**

- $(\parallel L_x)$:

$$e = 12 \text{ cm} < 37 \text{ cm} \quad \text{Non Vérifié}$$

$$A_t^x = 4.66 \text{ cm}^2 < 5.4 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Conclusion : Il faut vérifier la flèche

❖ **Panneau D2:**

- $(\parallel L_x)$:

$$e = 12 \text{ cm} > 6.79 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$A_t^x = 9.24 \text{ cm}^2 < 5.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Non vérifié}$$

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

- $(\parallel L_y)$:

$$e = 12 \text{ cm} > 19.428 \text{ cm} \quad \text{Non vérifié}$$

$$A_t^x = 3.94 \text{ cm}^2 < 5.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Conclusion : Il faut vérifier la flèche

❖ **Panneau D3:**

- $(\parallel L_x)$:

$$e = 12 \text{ cm} > 17.2 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$A_t^x = 9.24 \text{ cm}^2 < 5.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Non vérifié}$$

Conclusion : Il faut vérifier la flèche.

- $(\parallel L_y)$:

$$e = 12 \text{ cm} > 20.4 \text{ cm} \quad \text{Non vérifié}$$

$$A_t^x = 2.36 \text{ cm}^2 < 4.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Conclusion : Il faut vérifier la flèche

➤ **Panneau D1: ($\parallel L_y$)**

$$j = (G_{\text{plancher}}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{revêtement}}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 4.48 * 3 = 13.44 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 4.48 * 4.48 = 20.0704 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 4.48 * 7.98 = 35.7504 \text{ KN/ml.}$$

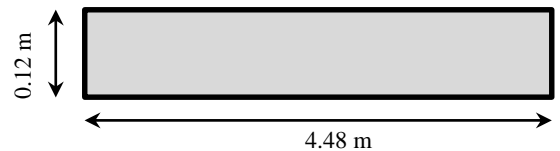
❖ Evaluation des moments :

Moment correspondant à q_j	$0.85 * \left(\frac{q_j * l_x^3}{6} \right)$	$M_j = 7.7987 KN.m$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * \left(\frac{q_g * l_x^3}{6} \right)$	$M_g = 11.6461 KN.m$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * \left(\frac{q_p * l_x^3}{6} \right)$	$M_p = 20.7447 KN.m$

❖ Calcul des moments d'inerties :

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(4.48 * 0.12)(0.06) + 15 * 4.66 * 10^{-4} * 0.1}{(4.48 * 0.12) + 15 * 4.66 * 10^{-4}}$$



$$y_G = 0.0605 m$$

$$I_0 = \frac{4.48 * 0.12^3}{12} + (4.48 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0605 \right)^2 = 6.4525 * 10^{-4} m^4$$

❖ Calcul des contraintes :

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j (d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 14.6848 MPa$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g (d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 17.1323 MPa$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p (d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 30.5172 MPa$
	$y = 0.019 m$ Position de l'axe neutre	

❖ Calcul des coefficients μ et λ :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right.$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00446$
---------------------------------	------------------

coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{ différée} \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 4.5 \\ \lambda_v = 1.8 \end{array} \right.$$

❖ Calcul des moments d’inerties fictives :

<i>Tableau III.35 : calcul des moments d’inerties fictives</i>	
I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 7.0977 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 7.0977 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 7.0977 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 7.0977 * 10^{-4} m^4$

❖ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

❖ Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = \frac{E_i}{3} \quad E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

<i>Tableau III.36 : Module de déformation longitudinale différée du et instantanée du béton</i>	
f_{gv}	$3.07 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$0.68 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$1.82 * 10^{-3} m$
f_{gi}	$1.02 * 10^{-3} m$
Δf	$3.19 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$8.96 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

- **Panneau D2 :** ($\parallel L_x$)
- $j = (G_{\text{plancher}}) = 3 \text{ KN/m}^2$.
- $g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{revêtement}}) = 4.48 \text{ KN/m}^2$.
- $p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1.6 * 3 = 13.71 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1.6 * 4.48 = 20.47 \text{ KN/ml.}$$

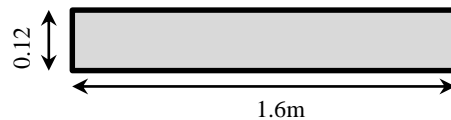
$$q_p = 1.6 * 7.98 = 36.468 \text{ KN/ml.}$$

Evaluation des moments

Moment correspondant à q_j	$M_j = 1.7408 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 2.5995 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 4.6305 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$



$$y_G = \frac{(1.6 * 0.12)(0.06) + 15 * 9.24 * 10^{-4} * 0.1}{(1.6 * 0.12) + 15 * 9.24 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.0627 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{1.6 * 0.12^3}{12} + (1.6 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0627 \right)^2 = 2.317 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 7.4 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 11.056 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 19.6951 \text{ MPa}$
	$y = 0.0343 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

❖ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], 0 \right\}$$

Tableau III.39 : calcul des coefficients μ et λ

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00924$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{ différée} \end{cases}, \quad \begin{cases} \lambda_i = 2.27 \\ \lambda_v = 0.91 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Tableau III.40: Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 2.5487 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 2.5487 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 2.5487 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 2.5487 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

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

Tableau III.41 : Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton

f_{gv}	$2.4 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$0.53 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$1.2429 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$0.8 * 10^{-4} m$
Δf	$2.49 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$32 * 10^{-4} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée

➤ **Panneau D2 :** ($\parallel L_y$)

$$j = (G_{\text{plancher}}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{revettement}}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 4.57 * 3 = 13.71 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 4.57 * 4.48 = 20.47 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 4.57 * 7.98 = 36.468 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à q_j	$M_j = 7.9554 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$M_g = 11.878 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$M_p = 11.134 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{(4.57 * 0.12)(0.06) + 15 * 3.94 * 10^{-4} * 0.1}{(4.57 * 0.12) + 15 * 3.94 * 10^{-4}}$$



$$y_G = 0.0604 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{4.57 * 0.12^3}{12} + (4.57 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0604 \right)^2 = 6.58 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 8.086 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 12.0734 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 16.139 \text{ MPa}$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right.$$

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00394$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{ différée} \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 5.32 \\ \lambda_v = 2.13 \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 7.238 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 7.238 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 7.238 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 7.238 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

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

f_{gv}	$31.96 * 10^{-4} m$
f_{ji}	$7.13 * 10^{-4} m$
f_{pi}	$14.23 * 10^{-4} m$
f_{gi}	$10.65 * 10^{-4} m$
Δf	$28.41 * 10^{-4} m$
$f_{admissible}$	$91.4 * 10^{-4} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D4 :** ($//L_x$)

$$j = (G_{\text{plancher}}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{revêtement}}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 4.48 + 5 = 9.48 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 4.4 * 3 = 13.2 \text{ KN/ml.}$$

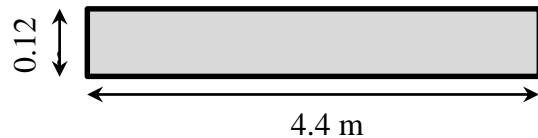
$$q_g = 4.4 * 4.48 = 19.712 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 4.4 * 9.48 = 41.712 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

<i>Tableau III.47 : Calcul des moments correspondants</i>		
Moment correspondant à q_j	$0.85 * (\mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 13.8151 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * (\mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 20.6306 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * (\mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 43.6558 \text{ KN.m}$

$$y_G = \frac{(4.4 * 0.12)(0.06) + 15 * 3.14 * 10^{-4} * 0.1}{(4.4 * 0.12) + 15 * 3.14 * 10^{-4}}$$



$$y_G = 0.0604 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{4.4 * 0.12^3}{12} + (4.4 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0604 \right)^2 = 6.3368 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes**

<i>Tableau III.48 : Calcul des contraintes</i>	
Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 24.101 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 46.458 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 76.1601 \text{ MPa}$

- ✓ Calcul des coefficients μ et λ :

Tableau III.49 : Calcul des coefficients μ et λ	
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.0314$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{ différée} \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 6.68 \\ \lambda_v = 2.67 \end{array} \right.$$

- ✓ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau III.50 : Calcul des moments d'inerties fictives	
I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 6.97 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 6.97 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 6.97 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 6.97 * 10^{-4} m^4$

- ✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

- ✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

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

Tableau III.51 : Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton	
f_{gv}	$3.5 * 10^{-3} m$
f_{ji}	$1.78 * 10^{-3} m$
f_{pi}	$3.7 * 10^{-3} m$

f_{gi}	$1.19 * 10^{-3} m$
Δf	$4.23 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$8.8 * 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée

➤ **Panneau D3 :** ($\parallel L_y$)

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 5 = 9.48 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 5.44 * 3 = 16.32 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 5.44 * 4.48 = 24.37 \text{ KN/ml.}$$

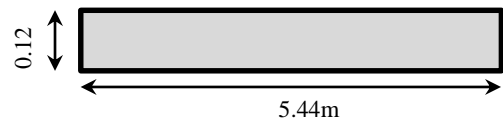
$$q_p = 5.44 * 9.48 = 51.5712 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

Tableau III.52 : Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$0.85 * (\mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 26.1 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 * (\mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 38.9878 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 * (\mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 82.5 \text{ KN.m}$

$$y_G = \frac{(5.44 * 0.12)(0.06) + 15 * 2.36 * 10^{-4} * 0.1}{(5.44 * 0.12) + 15 * 2.36 * 10^{-4}}$$



$$y_G = 0.0602 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{5.44 * 0.12^3}{12} + (5.44 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0602 \right)^2 = 7.339 * 10^{-4}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<i>Tableau III.53 : Calcul des contraintes</i>	
Contrainte correspondant à q_j	$\sigma_j = 36.98MPa$
Contrainte correspondant à q_g	$\sigma_g = 52.242 MPa$
Contrainte correspondant à q_p	$\sigma_p = 116.895MPa$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ :**

<i>Tableau III.54: Calcul des coefficients μ et λ</i>	
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = 0.00236$
coefficient correspondant à q_j	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à q_g	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à q_p	$\mu_p = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{5\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{ différée} \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 8.898 \\ \lambda_v = 3.559 \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

<i>Tableau III.55 : Calcul des moments d'inerties fictives</i>	
I correspondant à q_{ji}	$I_{ji} = 8.61729 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{gi} = 8.61729 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{gv} = 8.61729 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{pi} = 8.61729 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 32164.20 MPA$$

- ✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

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

f_{gv}	$8.68 * 10^{-3} \text{ m}$
f_{ji}	$4.16 * 10^{-3} \text{ m}$
f_{pi}	$8.8 * 10^{-3} \text{ m}$
f_{gi}	$2.78 * 10^{-3} \text{ m}$
Δf	$10.54 * 10^{-3} \text{ m}$
$f_{admissible}$	$10.88 * 10^{-3} \text{ m}$

Commentaire : La flèche est vérifiée

III.2.2.6. Recommandations de ferrailage des dalles :

- ✓ Les armatures de la partie inférieure de la dalle sont prolongées jusqu'aux appuis à raison d'une barre sur deux (une fois la même adhérence).

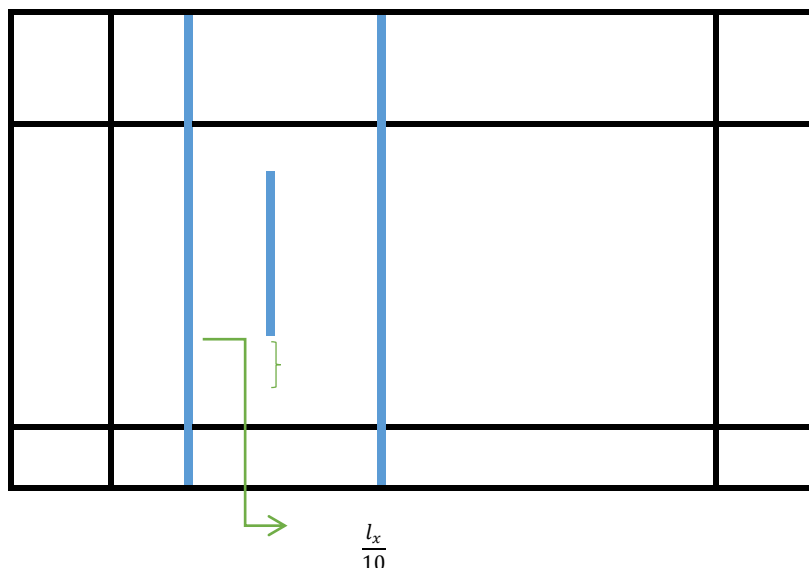


Figure III.14 : le ferrailage de la partie inférieure des dalles

- ✓ Les aciers armant la partie supérieure de la dalle sont constitués de « chapeaux », de longueur « l ».

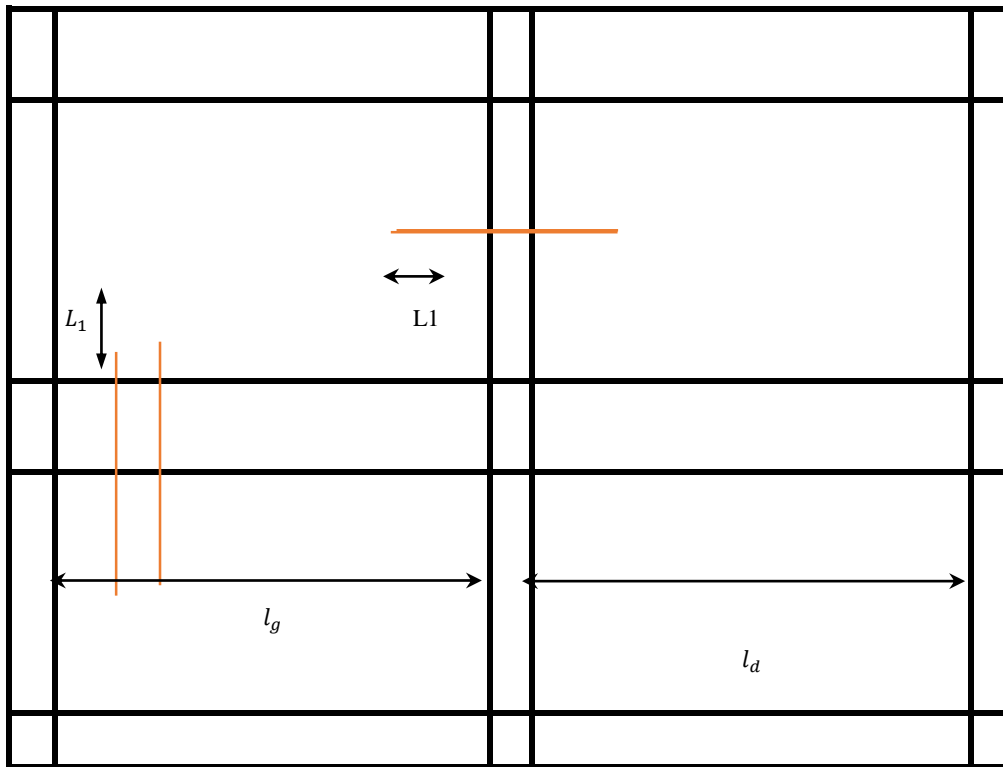


Figure III.15 : le ferrailage de la partie supérieure des dalles

$$= \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a, \frac{l}{4} \right), \text{Travée de rive.} \\ \left(l_a, \frac{l}{5} \right), \text{Travée intermédiaire.} \end{array} \right. , l = \max(l_g, l_d) \text{ de l'appui considéré.}$$

l_a : longueur d'ancrage $\begin{cases} 0.4 * l_s, \text{acier HA} \\ 0.6 * l_s, \text{acier RL} \end{cases}$

l_s : longueur de scellement droit $\begin{cases} 40 \phi, \text{acier HA} \\ 50 \phi, \text{acier RL} \end{cases}$

III.2.2.7.Schémas de ferrailage des dalles :

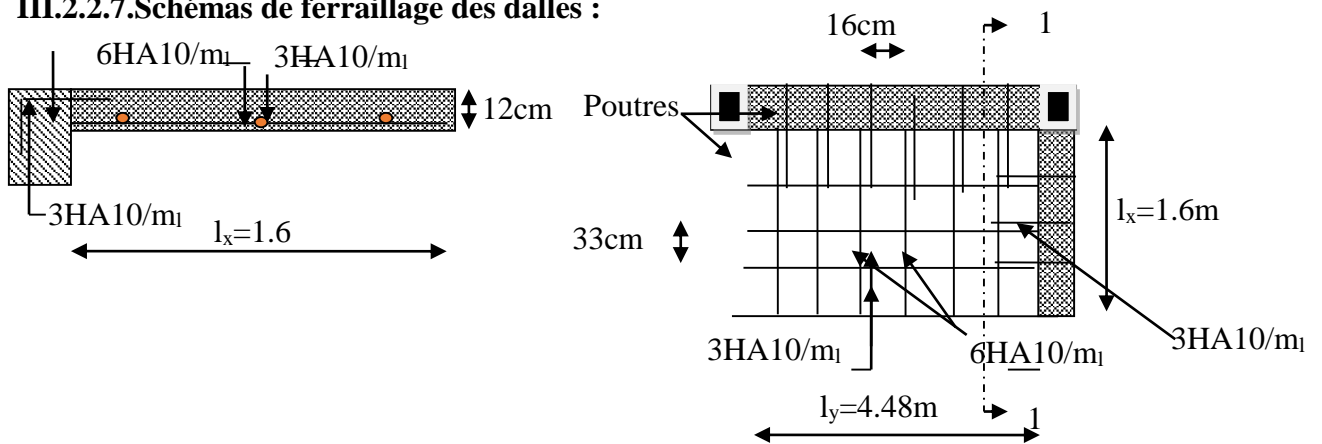


Figure III.16.Schéma de ferrailage de dalle D1

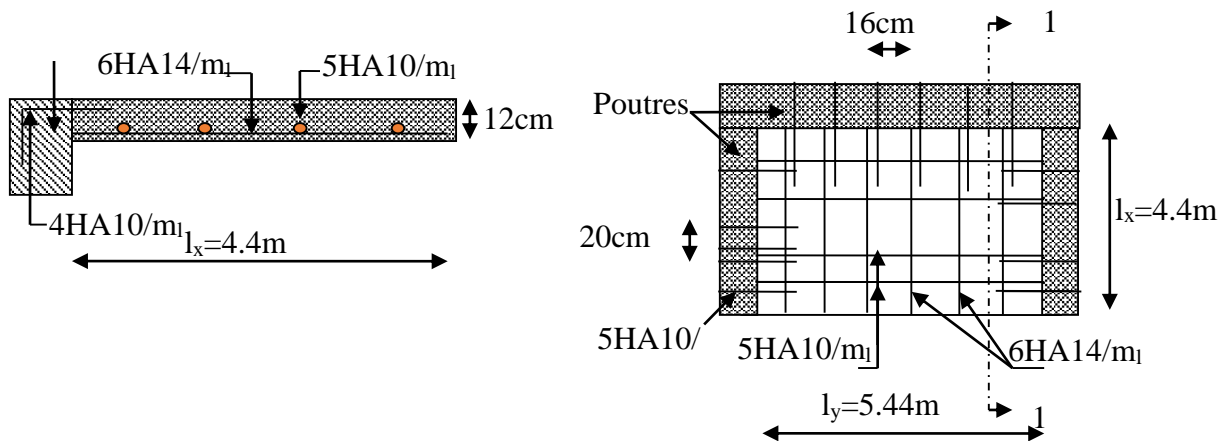


Figure III.17. Schéma de ferrailage D2

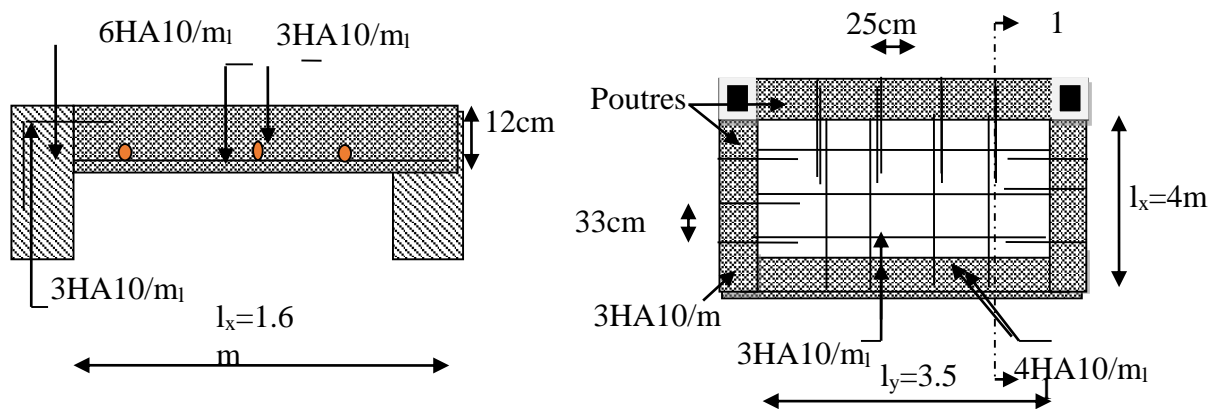


Figure III.18. Schéma de ferrailage des dalles RDC et D3

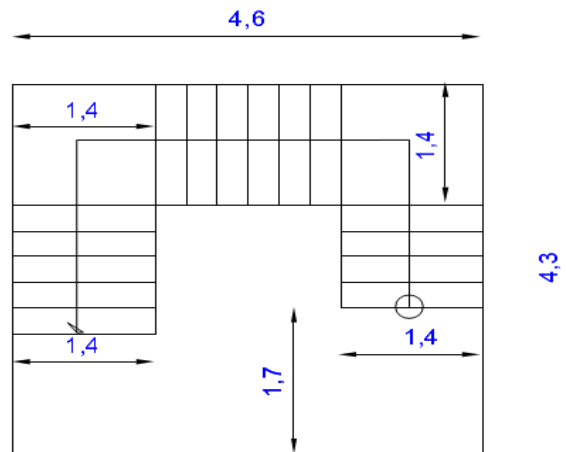
III.3. Etude des escaliers :

III.3.1. Escalier type 1 :

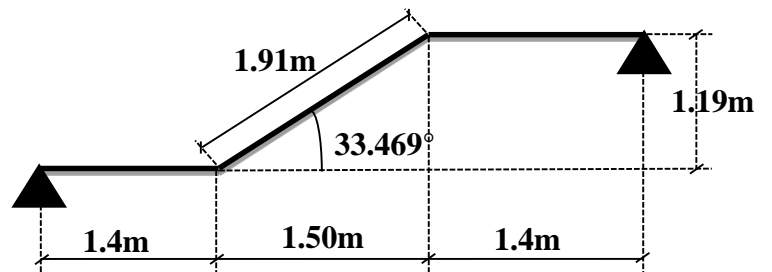
III.3.1.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux



La première partie :AD



Calcul à l'ELU:

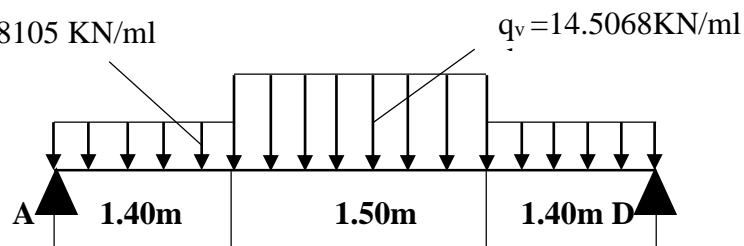
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.968) + (1.5 \times 2.5) = 14.5068 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.23) + (1.5 \times 2.5) = 10.8105 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique:



• **Cal Calcul des sollicitations:**

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 26.0148 \text{ KN.}$$

$$R_D = 26.0148 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

• **1^{er} tronçon : $0 < x < 1.4 \text{ m}$**

$$M = 26.0148 x - 5.4052 x^2$$

$$T = 10.8105 x - 26.0148$$

Pour $x=0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m.}$

$$T = -26.0148 \text{ KN.}$$

Pour $x=1.4 \Rightarrow M = 25.8265 \text{ KN.}$

$$T = -10.8801 \text{ KN}$$

• **2^{ème} tronçon : $1.4 \text{ m} < x < 2.9 \text{ m}$**

$$M = 10.8801 x - 7.2534(x-1.4)^2 + 10.5942$$

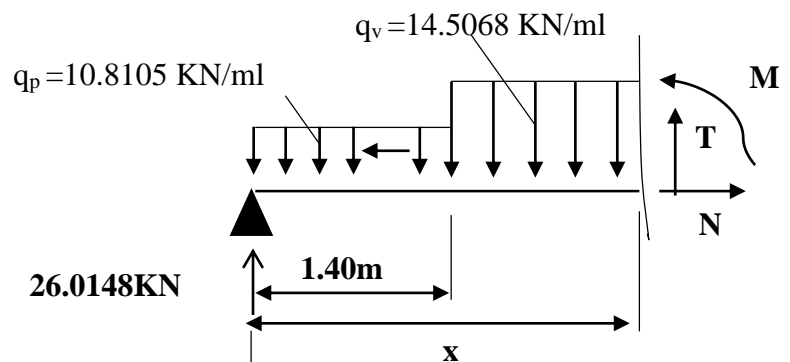
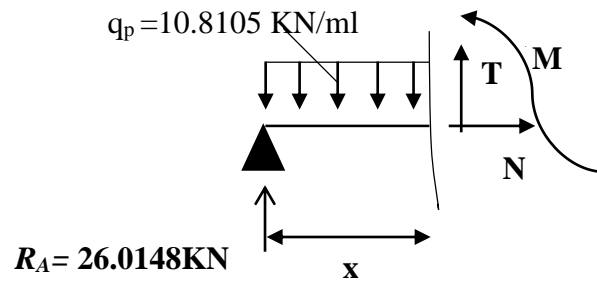
$$T = -10.8801 + 14.5068 x$$

Pour $x = 1.4 \Rightarrow M = 25.8263 \text{ KN.m}$

$$T = 9.4294 \text{ KN}$$

Pour $x = 2.9 \Rightarrow M = 26.9143 \text{ KN.m}$

$$T = 31.1896 \text{ KN}$$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.406m$$

Donc $M^{\max} = 29.4310 \text{ KN.m}$.

- Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 29.4310 = -14.7158 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 29.4310 = 25.0168 \text{ KN.m}$$

- Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
26.0148	0.06897	0.0894	0.1542	4.6619	1.93	5.65=5HA12	20
En appui							
14.7158	0.04057	0.05179	0.1566	2.7003	1.93	4.52=4HA10	25

Tableau III.57. Tableau de ferraillage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en

travée et aux appuis :

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 31.1896 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{31.1896 \times 10^3}{1 \times 0.16} = 0.1942 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 7.968 + 2.5 = 10.468 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/ml}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.58. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
12.27	14.25	2.406	30.07	22.55	4.78	16462.24	6.54	15	vérifiée
En appui									
12.27	14.2 5	2.40 6	30.07	15.0 3	4.0 3	11896.14	5.0 9	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.18}{3.9} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.59.Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.9	5.65	13.56	17.07	22.55	16462.24	53590.65
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgy} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.78	31864.71	25084.985	20188.26	38279.035	0.90	0,98

• Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) :

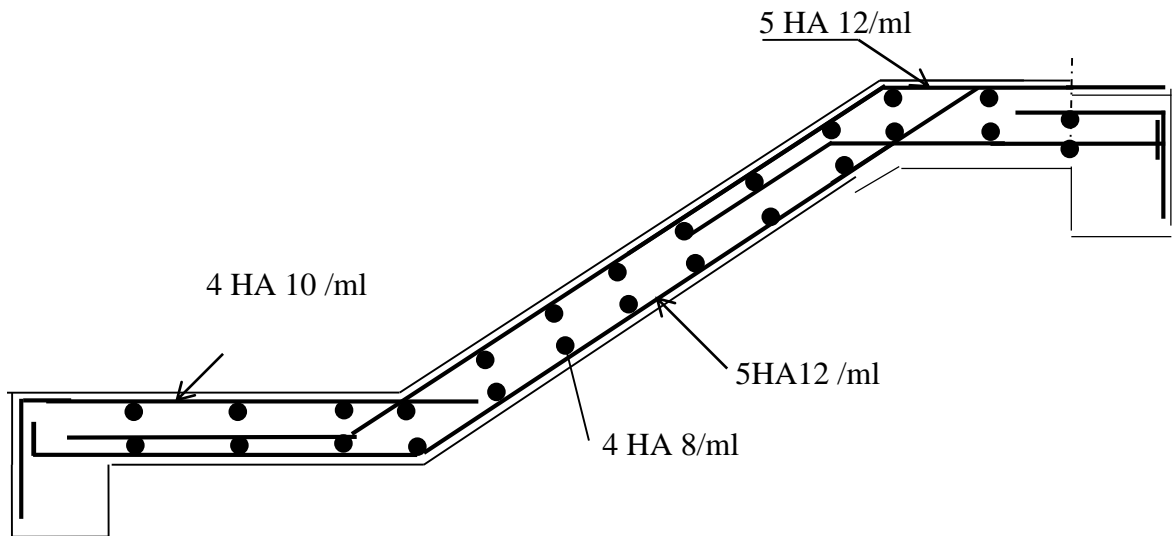


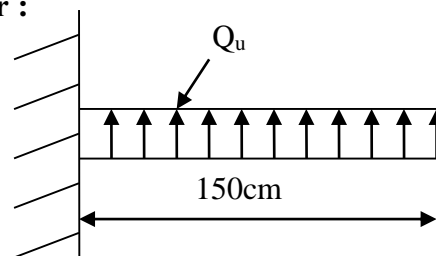
Figure III.19. schéma de ferrailage des volées

• La charge permanente sur la volée d'escalier :

$G=8.44 \text{ KN/m}^2.$

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

Ce type se calcule comme une console.



Calcul à l'ELU

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 8.44) + (1.5 \times 2.5) = 15.14 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.60 : Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie :

M_u(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²/ml)	A_{min} (cm²)	A choisit (cm²/ml)	A répartition(cm²/ml)
17.03	0.120	0.160	0.936	5.23	1.2	5HA12/ml 5.65	4HA8/ml 2.01

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

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

On a choisi 5HT12, soit $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.449 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,1844 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (8.44+2.5) = 10.94 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.94 \times 1.50^2)/2] = 12.30 \text{ KN. m.}$$

- **Vérification de σ_{bc}:**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 + (15 \times 5.65)y - (15 \times 5.65 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 847.5 = 0$$

$$y = 3,35 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,35^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3,35)^2$$

$$I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.30 \times 10^{-3}}{5001.03 \times 10^{-8}} \times 0.0335 = 8.24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification $\sigma_{st}n$ 'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \text{Condition vérifiée..}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00565 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Vérification de la flèche :**

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.61 : Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :

L (m)	b (m)	h (m)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.50	1.00	0.18	5.65	0	25	4.14	9.49	12.30	4.92	6

• **Ferraillage :**

$A_{st}^x = 5HA12 = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$.

$A_{st}^y = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$.

$S_t = 20\text{ cm}$

• **Schéma de ferraillage :**

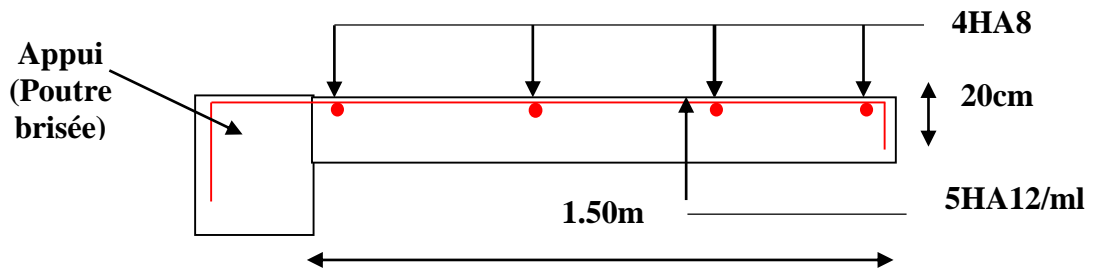


Fig. III.20. Schéma de ferraillage de la partie 2 de l'escalier.

• **Calcul de la poutre brisée :**

Dimensionnement :

$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

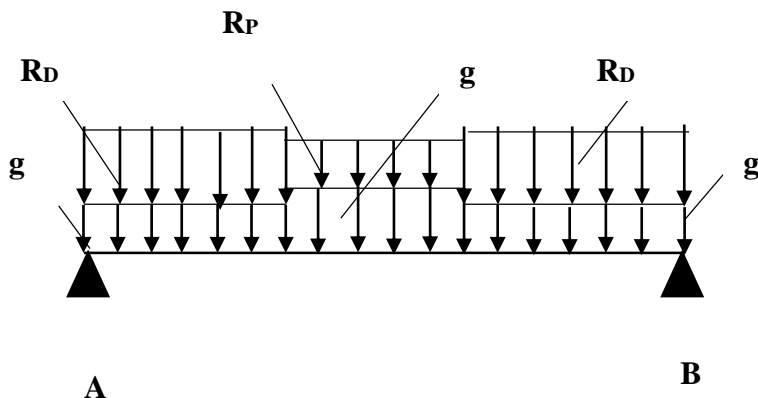
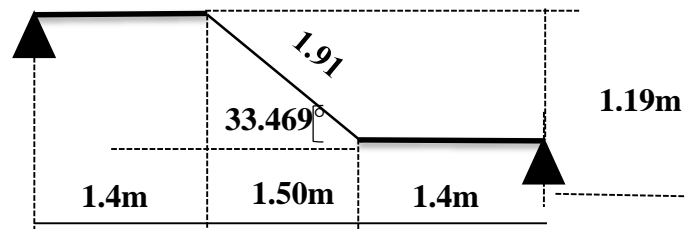
$L = 1.4 + (1.50 / \cos 33.469^\circ) + 1.4 = 4.598\text{m}$

$\frac{459}{15} \leq h \leq \frac{459}{10} \Rightarrow 30.6 \leq h \leq 45.9$

Donc soit $h = 45\text{ cm}$ et $b = 40\text{ cm}$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion

1. /Calcul à la flexion simple



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 33.469^\circ = 5.44 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 32.02 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 22.71 \text{ KN/ml}$$

.

Avec:

R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_P : la charge ramenée par la partie EF.

- **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.62. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_i (KN.m)	V_u (KN)
85.40	85.40	2.40	97.51	48.75	73.14	85.40

- **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.63. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis:

M_u (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculée}$ (cm ²)
En travée					
73.14	0.0732	0.0951	0.404	2.02	5.20
En appui					
48.75	0.0488	0.0625	0.409	2.02	3.42

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{85.40 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.42} = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc la condition est vérifiée.

• **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $S_t=20$ cm

$S_t=20$ cm < min (0.9 d ; 40 cm)=37.8 cm *Condition vérifiée.*

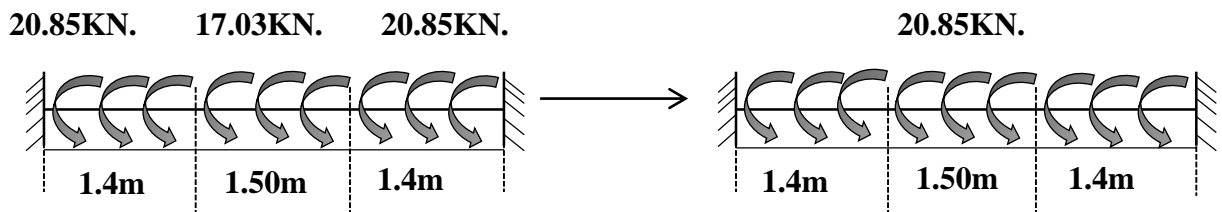
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 f_e} = \frac{(0.50 - 0.3 \times 2.1) \times 0.4 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.32 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc $A_t=0.80 \text{ cm}^2$

2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 20.85 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{20.85 \times 4.3}{2} = 44.827 \text{ KN.m.}$$

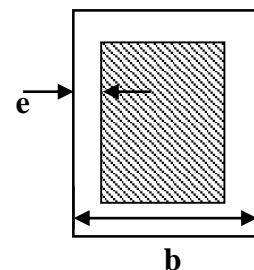
• **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.25 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{44.827 \times 10^{-3}}{2 \times 0.127825 \times 0.0666} = 2.632 \text{ MPa.}$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.50)^2 + (2.63)^2} = 2.67 \text{ MPa.}$$

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

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 143.36 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{44.827 \times 10^{-3} \times 1.4336 \times 1.15}{2 \times 0.127825 \times 400} = 7.227 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $St = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{44.827 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.127825 \times 400} = 1.008 \text{ cm}^2.$$

• **Ferraillage de la poutre brisée :**

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 0.80 + 1.008 = 1.808 \text{ cm}^2.$$

$$St = 20 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_t^a = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t^a = 3.42 + \frac{7.227}{2} = 7.03 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_t^i = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_t^i = 5.20 + \frac{7.227}{2} = 8.813\ cm^2.$$

- **Choix de ferrailage :** Pour A_t^i on choisit 4HA14+4HA12=10.68 cm².

Pour A_t^a on choisit 4HA14+2HA12=8.42cm².

Pour A_t on choisit 2 cadre de $\Phi 8$ =2.00 cm².

- **Schéma de ferrailage :**

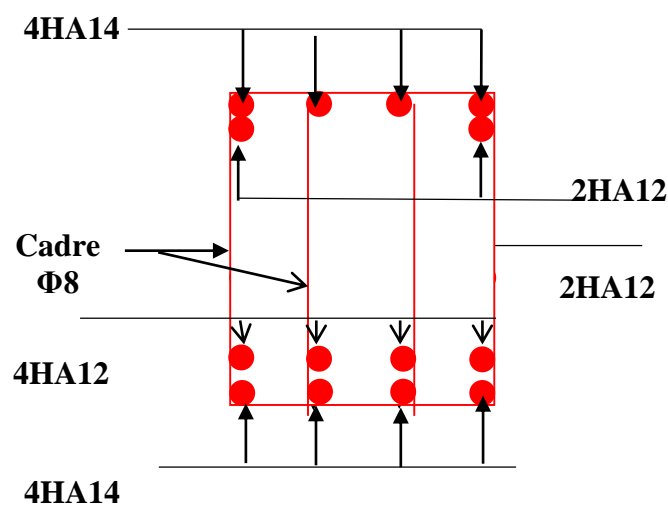


Figure. III.21.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Calcul à l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.64. Calcul à l'ELS :

R_A(KN)	R_B(KN)	X(m)	M₀(KN.m)	M_a (KN .m)	M_t(KN.m)
61.825	61.825	2.406	74.79	37.39	56.10

- **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 + 15 \times 8.42 \times (y - 3) - 15 \times 10.68 \times (42 - y) = 0$$

$$20y^2 + 286.5y - 7107.3 = 0$$

$$y = 13.00 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = \frac{40 \times 13^3}{2} + 15 \times 8.42 \times (13 - 3)^2 + 15 \times 10.68 \times (42 - 13)^2$$

$$I = 191298.5 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{44.827 \times 10^{-3}}{191298.5 \times 10^{-8}} \times 0.13 = 3.04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuire donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{45}{430} = 0.104 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.104 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{73.14}{15 \times 97.51} = 0.050 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10.68}{40 \times 42} = 0.0063 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.4. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

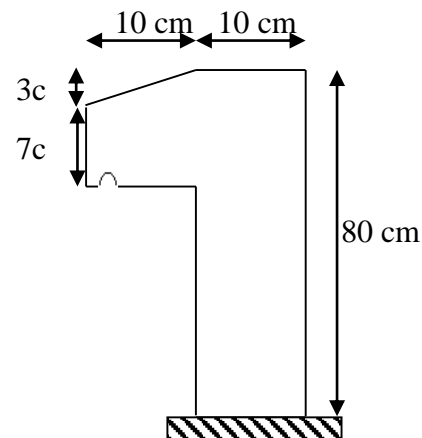


Figure III.22 : Acrotère

III.4.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Verticales :**

Tableau III.65 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0885	2.2125	0.03*0.8* 20 = 0.48	2.6925	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme)

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

F_p : une force horizontale due au séisme

✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.
-Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6925 KN / ml. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,6925 \Rightarrow F_p = 1.2924 KN$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.4.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

A.N.:
$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

$$x_c = \frac{0,05 * (0.07 * 0.1) + 0.066(0.03 * 0.1 / 2) + 0.15 * (0.1 * 0.8)}{0,0885}$$

$$x_C = 0,0593m$$

$$y_C = 0,4329m$$

A. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2,6925KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 * 0,8 \Rightarrow M_Q = 0,8KN.m.$$

$$F_p = 1.2924KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_C = 12924 * 0,4329$$

$$\Rightarrow M_{F_p} = 0,5595KN.m.$$

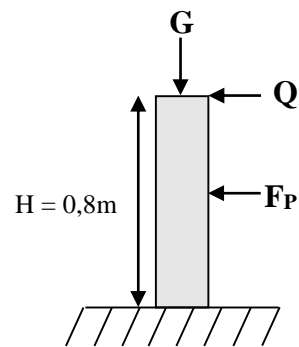


Figure III.23 : Les Sollicitations sur l'acrotère

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.66: Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
		G + Q + Fp	1,35*G + 1,5*Q
N (KN)	2.71	3.66	2.71
M (KN)	1.3595	1.2	0,8

III.4.4. Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.66} = 0.32786m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.133m$$

} $\rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$e_2 = e_1 + e_a$; Tel que e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{80}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.32786 + 0.02 = 0.34786m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots BAEL91$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.8)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 1.54 \text{ cm.}$$

$$d' \text{ où : } e_t = e_2 + e_3 = 34.786 + 1.54 = 36.326 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.66 \text{ KN et } M_U = N_u * e_t = 3.66 * 0.36326 = 1.3295 \text{ KN.}$$

III.4.5. Ferrailage :

A. ELU :

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.33 + 3.66 * (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.44 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.1667} = 0.01588 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400)$$

$$d' \text{ où : } A' s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.02$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.0793$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z * f_{st}} = \frac{1.33 * 10^{-3}}{0.0793 * 348} = 0.4819 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.6148 * 10^{-4} - \frac{5.1348 * 10^{-3}}{348} = 0.4672 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1,13 cm}^2 / \text{ml).}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.**
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 80/4 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.**

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = (F_{P+Q}) = 1.2924 + 1 = 2.2924 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.2924 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.02875 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \varphi = 4 * \pi * 0.6 = 7.536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.2924 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 7.536 * 10^{-2}} = 0.4224 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

B. ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m} ;$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{2.71} = 0.2952m < h/2 = 0.4m$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2952 = -0.2152m (C < 0) \text{ et } (y_c > 0) \quad \rightarrow \quad C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0 \quad p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$\text{Tel que :} \quad q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.1366^2 + (0.08 - 0.1366) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.057 \text{ m}^2 \\ q = -2 * 0.1366^3 + (0.08 - 0.1366)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.00504 \text{ m}^3 \end{cases}$$

\Rightarrow Il existe 3 racines réelles pour l'équation * il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.275 \\ \cos \Phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} \Rightarrow \Phi = 17.03^\circ \end{cases} \quad \begin{cases} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3}\right) = 0.2736 \\ \Rightarrow y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 120\right) = -0.16 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 240\right) = -0.113 \end{cases}$$

On a : $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.2512 \leq y_c \leq 0.05848$ on opte pour $y_c = 0.02736m$
 $\Rightarrow y = 0.2736 + (-0.2152)$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 1.64 * 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.0965 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 0.5353 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \quad \text{vérifiée} \end{cases}$$

III. 4.6. Schéma de Ferrailage :

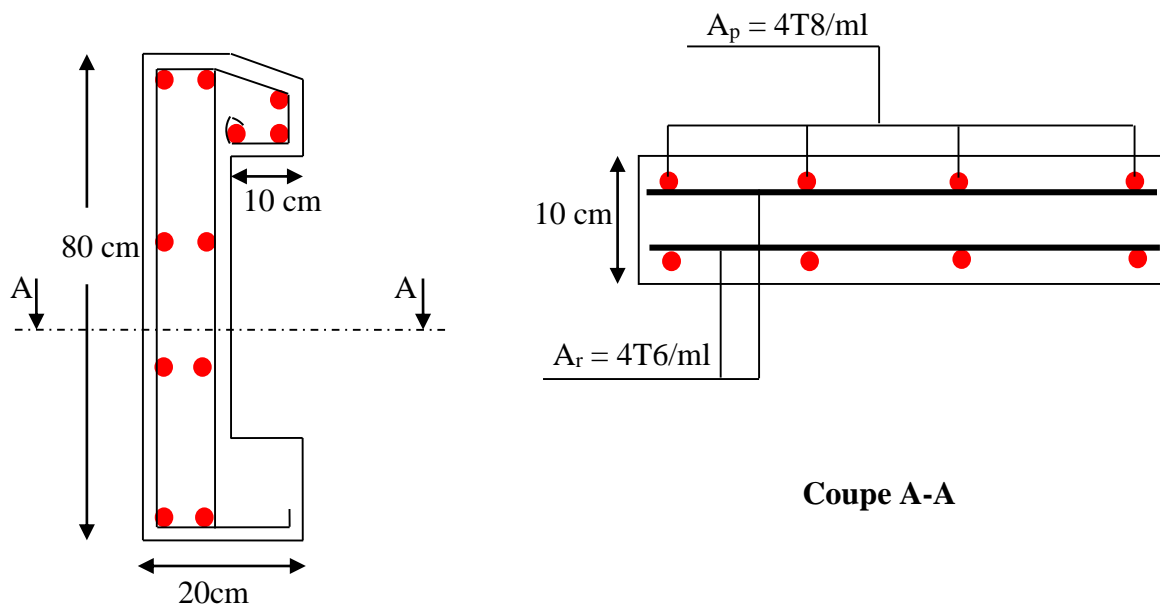


Figure III 24 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Ascenseur :

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

III.5.1. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.5.2. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

➤ Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 170\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 160\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: charge due à la rupture des câbles.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

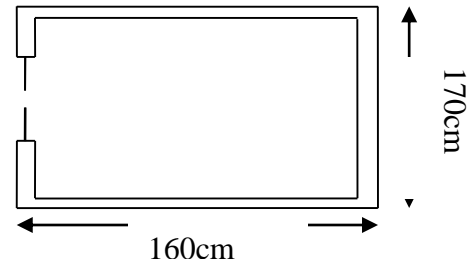


Figure III 25: cage de l'ascenseur

III.5.3. Etude 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 : $L_x = 160\text{cm}$, $L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.6 * 1.7 = 2.72\text{ m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5\text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.1\text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

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

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.72} = 37.5\text{ KN/m}^2$

$G_{\text{total}} = G + G' = 6.1 + 37.5 = 43.6\text{ KN/m}^2$ Et $Q = 1\text{ KN/m}^2$

A. Cas de charge répartie :

• A l'ELU :

✓ Calcul des sollicitations :

$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 43.6 + 1.5 * 1 = 60.36\text{ KN}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$

➤ Calcul des sollicitations à ELU :

$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0419 * 60.36 * 1.6^2 = 6.4744\text{ KN.m}$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.8661 * 6.4744 = 5.6075 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments réelles :**

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 6.4744 = 5.5032 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5.6075 = 4.7663 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a^x = -0.4 * M_x^0 = -0.4 * 6.4744 = -2.5897 \text{ KN.m}$

$$M_a^y = -0.4 * M_y^0 = -0.4 * 5.6075 = -2.2430 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 16\text{cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.67: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (cm)}$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{opté} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Travée x-x	5.5032	0.01198	0.01506	17.89	0.8874	4T8=2.01	$St \leq \min$ (3e,33cm) St=25
Travée y-y	4.7663	0.01038	0.02595	17.81	0.7690	4T8=2.01	$St \leq \min$ (3e,33cm) St=25
Appuis x-x	2.5897	0.00564	0.007069	17.94	0.4148	3T8=1.51	33 cm
Appuis y-y	2.2430	0.004886	0.006123	17.97	0.3585	3T8=1.51	33 cm

▪ **Vérification a l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAfeE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0.94$

$$\begin{cases} \rho = 0.94 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * e = 0.0008 * \left(\frac{3 - 0.94}{2} \right) * 100 * 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.648 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.648 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **En appuis :** $A_a = 3T8/ml = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.37 \text{ cm}^2/ml$$

- ✓ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho=1 > 0.4$ flexion simple dans les deux sens.

$$\begin{cases} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 32.192 \text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1+\frac{1}{\rho}} = 23.39728 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32.192 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17884 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.166 \text{ Mpa}.$$

Donc, la condition est vérifiée.

- **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 43.6 + 1 = 44.6 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0.94 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

- **Calcul les moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0491 * 44.6 * 1.6^2 = 5.606 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.9087 * 5.606 = 5.0942 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments réels :**

- ✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 4.7651 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 4.33 \text{ KN.m} \end{cases}$

- ✓ En appuis : $\begin{cases} M_a = -0.4 * M_x^0 = -2.2424 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.4 * M_x^0 = -2.0376 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Vérification de la contrainte:**

<i>Tableau III.68 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)</i>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.030068 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.8646 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 7.6837 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.8646 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 139.4723 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$ $= 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$\sigma_s = 139.4723 \text{ MPa}$	

Tableau III.69 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.030068 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.6944 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 7.6837 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.6944 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 126.7385 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$\sigma_s = 126.7385 \text{ MPa}$	

Tableau III.70 : Vérification des contraintes en appuis x-x	
Calculs	Vérifications
$y = 0.02637 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.9930 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 5.9571 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.9930 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 86.7398 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$\sigma_s = 86.7398 \text{ MPa}$	

Tableau III.71 : Vérification des contraintes en appuis y-y	
Calculs	Vérifications
$y = 0.02263 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.9023 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 5.9571 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.9023 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 78.8204 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ vérifié
$\sigma_s = 78.8204 \text{ MPa}$	

❖ Schémas de ferrailage :

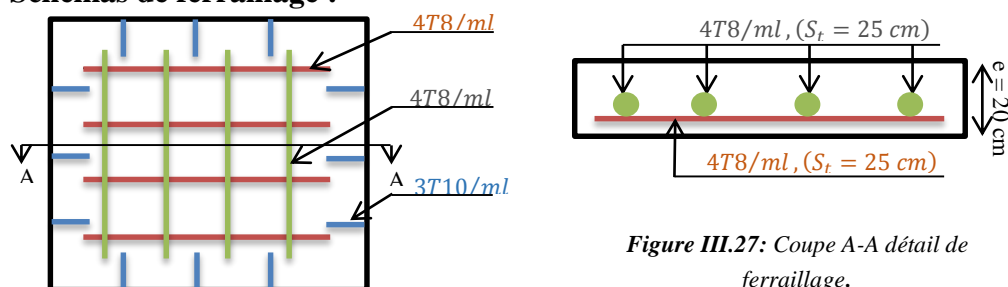


Figure III.26 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

Figure III.27: Coupe A-A détail de ferrailage.

B) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur 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 vitesse.

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

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

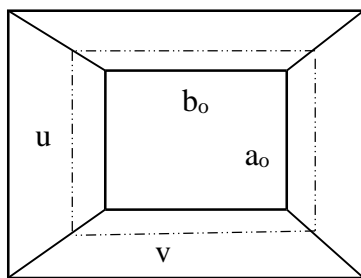


Figure III.28: Schémas représentant la surface d'impact.

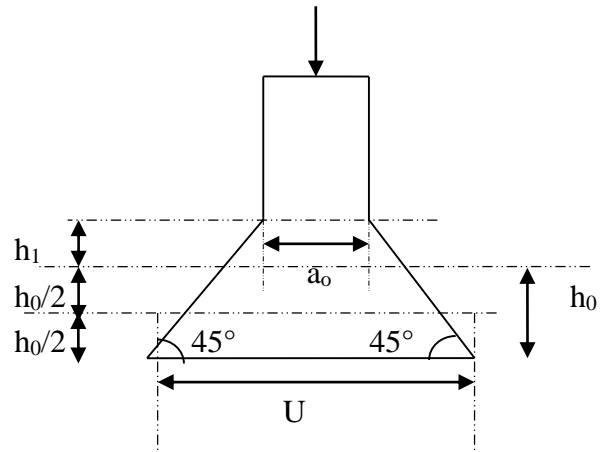


Figure III.29: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

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

Avec $h_1 = 5 \text{ cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20 \text{ cm}$: Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \end{cases}$$

▪ **Calcul les sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{160} = 0.68$ et $\rho = 0.94$

- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{170} = 0.64$ et $\rho = 0.94$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1 = 0.072 \text{ KN.m}$ et $M_2 = 0.057 \text{ KN.m}$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a: 0

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 139.455 * 0.072 = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 139.455 * 0.057 = 7.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN.}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0419 * 9.73 * 1.6^2 = 1.0436 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 0.8661 * 1.0436 = 0.9039 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 1.0436 = 11.0836 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.9039 = 8.8439 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ En travées : } & \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 9.421 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 7.5173 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \checkmark \text{ En appuis : } & M_a = -0.4 * M_x^0 = -4.4334 \text{ KN.m} \\ & M_a = -0.4 * M_y^0 = -3.5375 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

III.5.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 16\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.72: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	9.421	0.0205	0.02592	17.813	1.52	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	7.5173	0.02072	0.02618	15.832	1.36	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Appuis x-x	4.4334	0.00965	0.01212	17.912	0.71	3T8=1.51	St=33 cm
Appuis y-y	3.5375	0.00975	0.01225	15.92	0.6385	3T8=1.51	St=33 cm

❖ **Vérification a l'ELU :**

1) Vérification de condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis : $A_a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_a^{\text{min}} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/\text{ml} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Vérification au poinçonnement :

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

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2(110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 4.4 * 0.2 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On a } u=v=110 \text{ cm} \Rightarrow V_{\text{max}} = \frac{Q_u}{3 * u_c} = \frac{139.455}{3 * 4.4} = 10.5647 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{10.5647 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.072 + 0.2 * 0.057) = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.057 + 0.2 * 0.072) = 7.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

➤ Calcul les moments :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{\text{st}} * l_x^2 = 0.0491 * 7.1 * 1.6^2 = 0.8924 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.9087 * 0.8924 = 0.8109 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.8924 = 9.5024 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.8109 = 8.1809 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul les moments réels :

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 9.5024 = 8.077 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 8.1809 = 6.9537 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.4 * M_x = -0.4 * 9.5024 = -3.8009 \text{ KN.}$$

$$M_a = -0.4 * M_y = -0.4 * 8.1809 = -3.2723 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de la contrainte:**

<i>Tableau III.73 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)</i>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.036 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.6475 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 4.49 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.6475 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 38.8559 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifié
$\sigma_s = 38.8559 \text{ MPa}$	

<i>Tableau III.74 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)</i>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.036 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.5575 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 4.49 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.5575 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 28.8059 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifié
$\sigma_s = 28.8059 \text{ MPa}$	

<i>Tableau III.75 : Vérification des contraintes en appuis</i>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0323 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ vérifié
$I = 5.363 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 6.1 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 13.5181 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Vérifié
$\sigma_s = 13.5181 \text{ MPa}$	

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.6} = 0.125 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.117 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{cases} \quad \text{vérifié}$$

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.6} = 0.125 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.04249 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.117 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.04249 \end{cases} \quad \text{vérifié}$$

$$\text{Dalle au dessous} \begin{cases} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.01}{100*18} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.01}{100*16} = 0.0012 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases} \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Dalle au dessous} \begin{cases} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.37}{100*18} = 0.0013 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.37}{100*16} = 0.00148 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases} \quad \text{Vérifié}$$

Schéma de ferrailage :

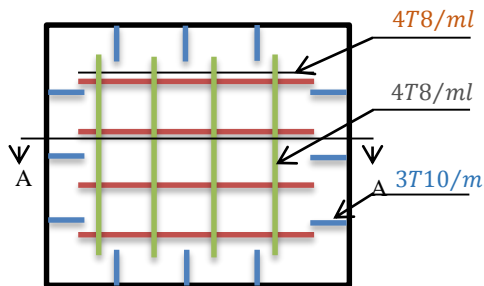


Figure III.30: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

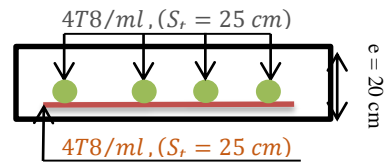


Figure III.31: Coupe A-A détails de ferrailage.

CHAPITRE IV

Etude sismique

INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.1.Méthode statique équivalente

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique 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 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représenté 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. Il 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** (Tableau 4.3)

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

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 suivant :

'' Critère q ''	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2- Redondance en plan	non	0.05
3- Régularité en plan	non	0.05
4- Régularité en élévation	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/

Donc : $Q = 1.20$

- 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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99** (Formule 4.5)

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le tableau IV.2 du RPA99/2003.

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux avec le poids des murs extérieurs = 2,93 KN/m²

niveau	Surface m ²	Pds G (KN)	Pds Q (KN)
Terrasse	339.423	1951.682	339.423
Etage courant 10 niveaux	457.636	22501.035	7859.92
Niveau 00 (RDC)	437.32	2086.14	2403.549

Tab IV.2 : poids des planchers.

- Poids des poteaux dans toute la structure : 10821.02 KN.
- Poids des poutres (secondaires et principales) : 4865.6025+4373.82 = 9239.395 KN. .
- Murs extérieur : 9527.9205 KN.

Donc le poids total de la structure est $G=56127.1925$ KN.

$$W = 56127.1925 + 0.2 (8199.343) + 0.6 (2403.549) = 59209.1905 \text{ KN.}$$

- 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de ζ (%) :

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab IV.3 : Les valeurs de ζ (%)

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 34.68 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (34.68)^{3/4} = 0.7145 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 15.74 \quad \text{et} \quad D_y = 32.20 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow T_x = 0.786 \quad T_y = 0.55 \text{ s}$$

$$T_{x,y} = \min(T_x, T_y) = 0.55 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.786} \right)^{2/3} = 1.5163$$

$$D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.55} \right)^{2/3} = 1.9238$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.786; 0.7145) = 0.7145 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.55; 0.7145) = 0.55 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$D'ou : D_x = 1.5163 \quad ; \quad D_y = 1.9238$$

$$\text{Sens(x): } V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.5163 \times 1.2}{5} \times 59209.1905 \Rightarrow V_{st,x} = 3232.04 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y): } V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.9238 \times 1.2}{5} \times 59209.1905 \Rightarrow V_{st,y} = 4100.639 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

➤ modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. principe :

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.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.2. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous a poussés à rechercher d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

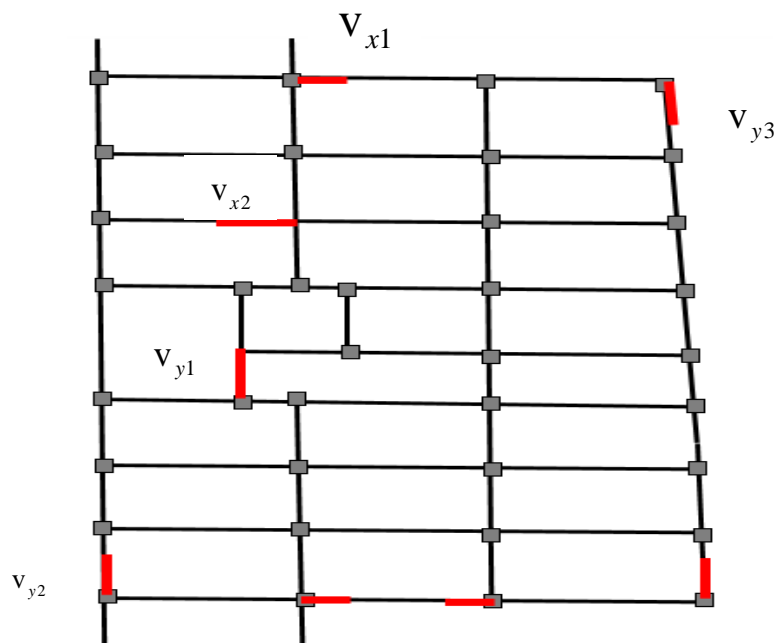


Figure IV.1 : plan de repartage des voiles

Nous présenterons dans les figures suivantes la modélisation de la structure :

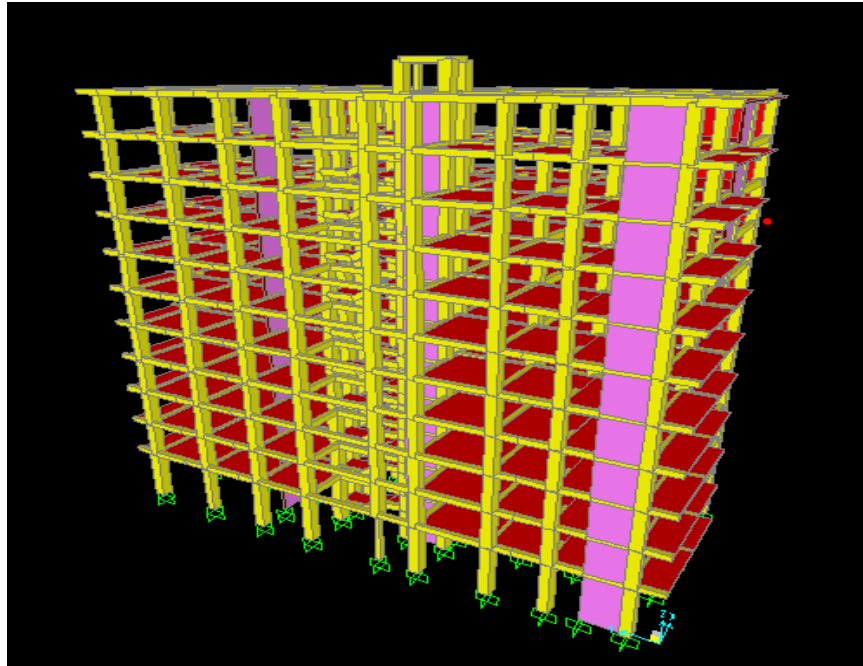


Figure IV.2 : Vue en 3D (SAP 2000)

IV.1.2.2. Analyse du comportement de la structure :

Mode (1)

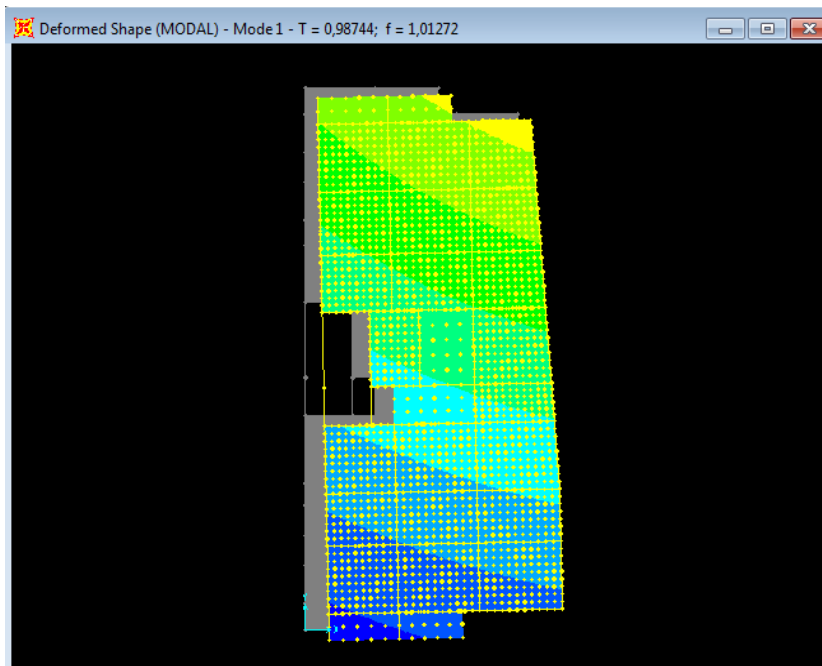


Figure IV.3 : premier mode de déformation (translation suivant x)(T=0.98sec)

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation inclinée suivant cette direction.

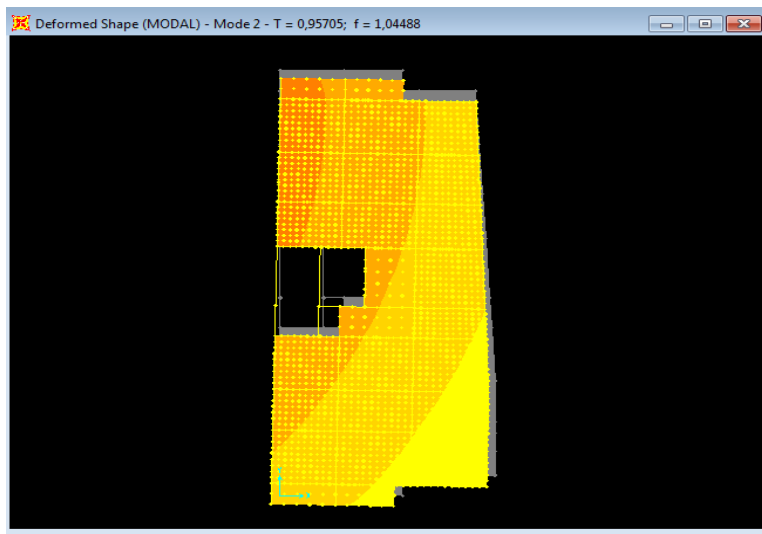
Mode (2)

Figure IV.4: deuxième mode de déformation (translation suivant y) ($T=0.95$ sec)

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation inclinée suivant cette direction.

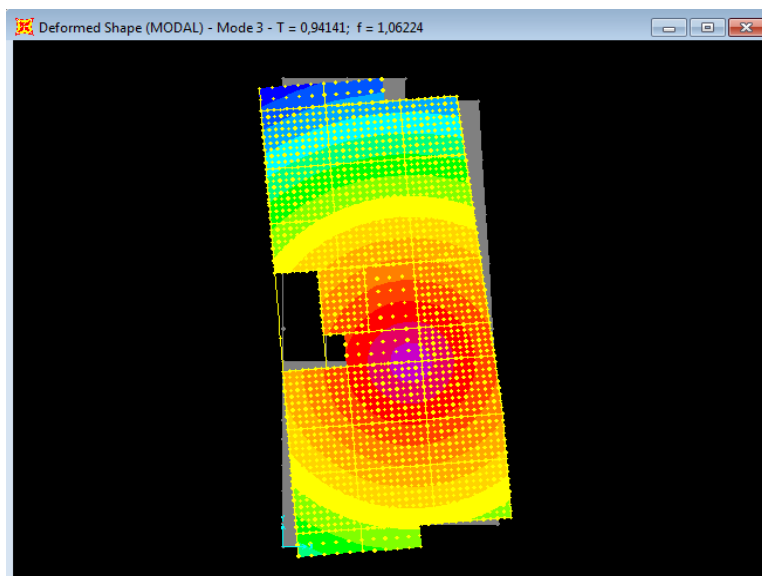
Mode (3)

Figure IV.5 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0.94$ sec)

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,98	0,62	0,11	0,00	0,62	0,11	0,00
2	0,95	0,08	0,61	0,00	0,70	0,71	0,00
3	0,94	0,06	0,02	0,00	0,76	0,74	0,00
4	0,30	0,12	0,00	0,00	0,88	0,74	0,00
5	0,29	0,01	0,05	0,00	0,89	0,79	0,00
6	0,27	0,00	0,09	0,00	0,89	0,88	0,00
7	0,16	0,05	0,00	0,00	0,94	0,88	0,00
8	0,15	0,00	0,01	0,00	0,94	0,90	0,00
9	0,13	0,00	0,04	0,00	0,94	0,94	0,00
10	0,12	0,00	0,00	0,00	0,94	0,94	0,00
11	0,11	0,00	0,00	0,00	0,94	0,94	0,00
12	0,10	0,00	0,00	0,00	0,95	0,94	0,00

Tableau IV.4 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

NB : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du huitième mode (sens x-x) et au cinquième mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003.

IV.3. Analyse spectrale :

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

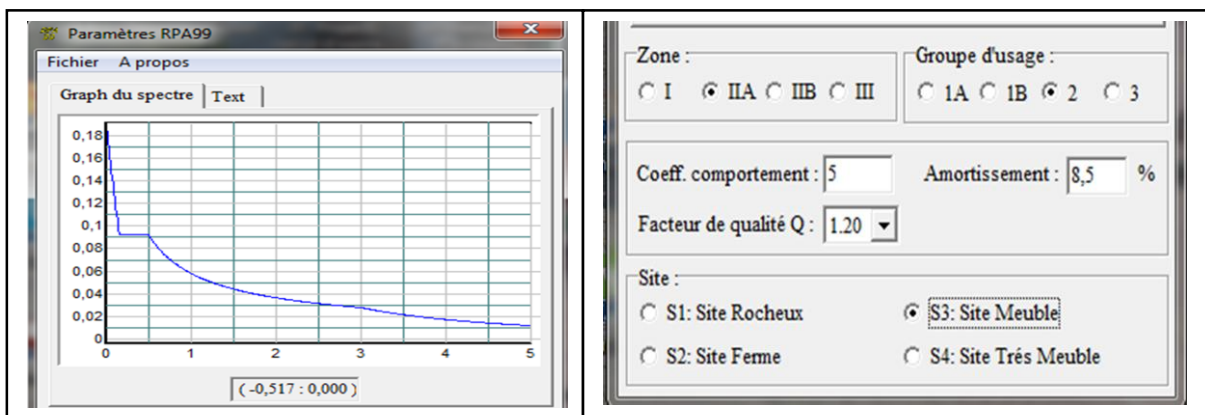


Figure IV.6 : Spectre de réponse de la structure

IV.3.1 Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux(IV.5) et (IV.6) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. **L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003** stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

IV.3.2. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
2	64287.094	9731.987	86.85	13.14
3	58495.401	8839.985	86.87	13.12
4	53026.845	7214.048	88.02	11.97
5	45676.86	7604.672	85.72	14.27
6	38808.564	6731.845	85.21	14.78
7	33488.765	5933.705	84.94	15.05
8	27620.769	4986.893	84.70	15.29
9	21658.357	4098.632	84.08	15.91
10	15932.429	3079.344	83,80	16,19
11	10192.214	2073.639	83.09	16.90
12	4621.185	997.902	82.24	17.75

Tableau IV.5 : Interaction sous charges verticales

D'après le tableau IV.2, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

IV.3.3. Sous charges horizontales :

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
1	2188,10	1872,837	53,8817329	46,11826	157,282	220,695	34,9474589	65,0525411
2	2276,61	1295,78	63,7279244	36,2720756	189,863	190,177	41,442262	58,557738
3	2535,06	806,766	75,8585493	24,1414507	231,958	159,171	49,2771757	50,7228243
4	2223,14	936,263	70,3659099	29,6340901	221,539	140,193	52,1938882	47,8061118
5	2126,09	769,546	73,4240029	26,5759971	215,4	118,201	56,8657026	43,1342974
6	1917,07	772,384	71,281107	28,718893	204,923	101,718	59,9567481	40,0432519
7	1784,34	621,783	74,1583788	25,8416212	189,904	81,425	65,1408828	34,8591172
8	1507,95	555,36	73,0840513	26,9159487	158,659	67,131	65,0662787	34,9337213
9	1274,24	398,105	76,1948612	23,8051388	138,756	43,962	72,7736305	27,2263695
10	889,366	304,759	74,4784675	25,5215325	107,062	28,571	75,7220481	24,2779519
11	766,526	182,242	80,7917215	19,2082785	102,219	59,821	68,6739878	31,3260122

Tableau IV.6 : Interaction sous charges horizontales

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction xx et dans le sens y-y . L'interaction horizontale est donc vérifiée

IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente..

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{sta} (KN)	V_{dyn} / V_{sta}	Observation
Sens x-x	4281,425	3313,131	1,29225	Vérifiée
Sens y-y	4238,937	3931,765	1.07812	Vérifiée

Tableau IV.7: Vérification de l'effort tranchant à la base

On voit bien que $V_{dyn} > 0.8V_{st}$

IV.5. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

niveaux	B _c (cm ²)	N _d (KN)	V	Observation
1	4875	3482,533	0,286	Vérifiée
2	5250	3116,002	0,237	Vérifiée
3	5250	2775,469	0,211	Vérifiée
4	4200	2439,62	0,232	Vérifiée
5	4200	2113,165	0,201	Vérifiée
6	3900	1790,761	0,184	Vérifiée
7	3900	1475,768	0,151	Vérifiée
8	3575	1163,793	0,130	Vérifiée
9	3575	858,358	0,096	Vérifiée
10	3300	554,325	0,067	Vérifiée
11	3300	256,152	0,031	Vérifiée

Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit.

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4-19).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/2003.**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau. IV. 9: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	Sens X – X						
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k/hk (%)	Observation
1	0,0018	0,009	0	0,009	4,08	0,00220588	vérifiée
2	0,0043	0,0215	0,009	0,0125	3,06	0,00408497	vérifiée
3	0,0074	0,037	0,0215	0,0155	3,06	0,00506536	vérifiée
4	0,0106	0,053	0,037	0,016	3,06	0,00522876	vérifiée
5	0,0137	0,0685	0,053	0,0155	3,06	0,00506536	vérifiée
6	0,0167	0,0835	0,0685	0,015	3,06	0,00490196	vérifiée
7	0,0194	0,097	0,0835	0,0135	3,06	0,00441176	vérifiée
8	0,0218	0,109	0,097	0,012	3,06	0,00392157	vérifiée
9	0,0238	0,119	0,109	0,01	3,06	0,00326797	vérifiée
10	0,0255	0,1275	0,119	0,0085	3,06	0,00277778	vérifiée
11	0,0268	0,134	0,1275	0,0065	3,06	0,00212418	vérifiée

Tableau. IV. 10: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Sens Y – Y						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
1	0,0014	0,007	0	0,007	4,08	0,00171569	vérifiée
2	0,0034	0,017	0,007	0,01	3,06	0,00326797	vérifiée
3	0,0059	0,0295	0,017	0,0125	3,06	0,00408497	vérifiée
4	0,0086	0,043	0,0295	0,0135	3,06	0,00441176	vérifiée
5	0,0115	0,0575	0,043	0,0145	3,06	0,00473856	vérifiée
6	0,0144	0,072	0,0575	0,0145	3,06	0,00473856	vérifiée
7	0,0171	0,0855	0,072	0,0135	3,06	0,00441176	vérifiée
8	0,0197	0,0985	0,0855	0,013	3,06	0,00424837	vérifiée
9	0,0221	0,1105	0,0985	0,012	3,06	0,00392157	vérifiée
10	0,0243	0,1215	0,1105	0,011	3,06	0,00359477	vérifiée
11	0,0263	0,1315	0,1215	0,01	3,06	0,00326797	vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.6).}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

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^{er}

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Niveau	Sens X – X					
	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	Observation
1	0,009	67248,643	4060,944	4,08	0,036529091	vérifiée
2	0,0125	61110,848	3572,39	3,06	0,069879217	vérifiée
3	0,0155	54692,889	3341,829	3,06	0,082900455	vérifiée
4	0,016	48393,754	3159,412	3,06	0,080090611	vérifiée
5	0,0155	41356,978	2895,643	3,06	0,072345921	vérifiée
6	0,015	35871,914	2689,463	3,06	0,065382091	vérifiée
7	0,0135	29724,649	2406,13	3,06	0,054501692	vérifiée
8	0,012	23541,345	2063,312	3,06	0,044743112	vérifiée
9	0,01	17462,715	1672,349	3,06	0,034124274	vérifiée
10	0,0085	11383,772	1194,125	3,06	0,02648097	vérifiée
11	0,0065	5406,397	948,768	3,06	0,012104304	vérifiée

Tableau. IV.11: Vérification des effets P- Δ (sens x-x).

Niveau	Sens Y – Y					Observation
	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	
1	0,007	67248,643	4079,093	4,08	0,028285105	vérifiée
2	0,01	61110,848	3822,746	3,06	0,052242198	vérifiée
3	0,0125	54692,889	3598,039	3,06	0,062094564	vérifiée
4	0,0135	48393,754	3345,453	3,06	0,063818519	vérifiée
5	0,0145	41356,978	3029,872	3,06	0,064680161	vérifiée
6	0,0145	35871,914	2782,304	3,06	0,061093717	vérifiée
7	0,0135	29724,649	2456,617	3,06	0,053381605	vérifiée
8	0,013	23541,345	2098,637	3,06	0,047655812	vérifiée
9	0,012	17462,715	1726,298	3,06	0,039669417	vérifiée
10	0,011	11383,772	1339,801	3,06	0,030543384	vérifiée
11	0,01	5406,397	1555,506	3,06	0,011358339	vérifiée

Tableau. IV.12: Vérification des effets P- Δ (sens y-y)

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

CHAPITRE V

Etude des éléments Principaux

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitation

V.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- ✓ $G + Q$(2)
- ✓ $G + Q + E$(3)
- ✓ $0.8 G + E$(4)
- ✓ $0.8 G - E$(5)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b, h : Dimensions de la section transversale du poteau

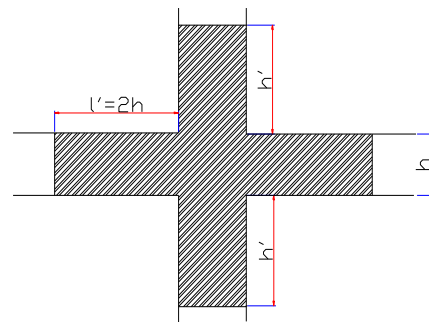


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	75*65	39	195	292.5
1et2	70*65	36.4	182	273
3et4	70*60	33.6	168	252
5et6	65*60	31.2	156	234
7et8	65*55	28.6	143	214.5
9et10	60*55	26.4	132	198

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
 - **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction}$$

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 $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Niveaux	comb	Mmax, N _{corr}		Comb	Nmax, M _{corr}		comb	N _{min} , M _{corr}	
		M (KN. m)	N (KN)		N (KN)	M (KN. m)		N(KN)	M (KN. m)
1	3	324.69	1279.31	3	3821.77	121.63	4	6.481	135.58

2 et 3	3	306.02	1423.38	1	3116.00	18.11	4	2.26	87.31
4 et 5	3	306.95	1055.83	1	2439.62	14.75	4	10.986	12.66
6 et 7	3	285.75	832.519	1	1790.76	15.48	4	1.31	17.16
8 et 9	3	230.81	653.00	1	1163.79	15.1	4	0.083	25.56
10 et 11	3	178.09	313.32	1	554.325	14.67	3	0.238	4.36

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux

V.1.3 : Ferrailage des poteaux :

a. Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrillés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrillage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel **SOCOTEC** et de **SAP 2000**.

Les Résultats de ferrillages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC	75 x65	39	8T20+8T16 =41.21
1^{eme} et 2^{eme}	70x65	36.4	4T20+12T16 =36.7
3^{eme} et 4^{eme}	70x60	33.6	4T20+12T16=36.7
5^{eme} et 6^{eme}	65x60	31.2	16T16 =32.17
7^{eme} et 8^{eme}	65x55	28.6	12T16+4T14=30.29
9^{eme} et 10^{eme}	60x55	26.4	8T16+8T14 = 28.4

Tableau V.3: Les Armatures longitudinale dans les poteaux

b. Les armatures transversales

Tableau V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etages 9 et 10
Section (cm ²)	75x65	70X65	70x60	65x60	65x55	60x55
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	2	2	2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.4	1,6	1,6
l_f (cm)	285.6	214.2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	3.808	3.06	3.06	3,295	3.295	3.57
Vu (KN)	26.33	12.34	10.26	10.55	10.26	8.72
l_r	1	1	1	1	1	1
S_t zone	15	15	15	15	15	15
S_t zone	25	25	25	25	25	25
A_t (cm ²)	1,26	1,65	2,36	2,24	2,23	2,11
A_t^{\min} (cm ²)	1,3	1,23	0,79	0,034	1,04	2,29
A_t adopté	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	2,51
Nbre de	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8	5T8

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.1.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre)

• Exemple de calcul

$$N_{\max} = 3821.77 \text{ KN.}$$

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

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement, l_0 : hauteur libre d'étage.

i : rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h \times b^3}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.7^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow i = 0.2020m$$

$$B_r = (0.75 - 0.02) \times (0.70 - 0.02) = 0.4964m^2$$

$$N_U = 0.81 \times \left[\frac{0.4964 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 8607.0469.30KN$$

$$N_{max} = 3821.77 KN < N_U \rightarrow Pas de risque de flambement.$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
Sous-sol	75 x70	3.06	2.142	10.603	0.834	43.48	4964	4012.20	8927.92
Entresol-1	75 x70	2.55	1.785	8.836	0.839	43.48	4964	4012.20	8981.44
Entresol-2	75x65	2.55	1.785	9.514	0.837	41.21	4599	3821.77	8328.19
RDC	75x65	4.08	2.856	15.223	0.819	41.21	4599	3821.77	8149.09
1et2	70x65	3.06	2.142	11.417	0.832	38.01	4284	3116.00	7700.50
3 et 4	70x60	3.06	2.142	12.367	0.829	34.81	3944	2439.62	7058.50
5 et 6	65x60	3.06	2.142	12.367	0.829	31.73	3654	1790.76	6524.49

7 et8	65x55	3.06	2.142	13.497	0.825	28.65	3339	1163.79	5923.38
9et10	60x55	3.06	2.142	13.497	0.825	26.4	3074	554.325	5453.95

Commentaire : On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

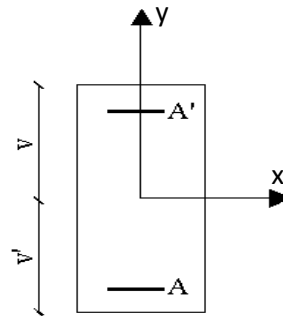


Figure V.2 : Section d'un poteau

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC	1et2	3et4	5et6	7et8	9et10
Section (cm ²)	75 X65	70X65	70X60	65X60	65X55	60X55
d (cm ²)	66	63	61	58.1	56	53.5
A _s (cm ²)	41.21	38.01	34.81	31.73	28.65	26.4
A _s ' (cm ²)	0	0	1.86	0	1.7	2.21
V (cm)	45.86	42.89	42.58	39.59	39.23	36.42
V' (cm)	19.14	22.11	17.42	20.41	15.77	18.58
I _{gg} (m ⁴)	0.0041	0.072	0.0669	0.0534	0.048	0.03827
B (cm ²)	5440.5	5115.5	4765.5	4465.5	4140.5	3865.5
N _{ser} (Kn)	1433	1016.83	1143.725	1100.92	687.98	404.29
M _{ser} (KN. m)	24.30	28.69	30.03	30.61	33.06	46.21
σ _{bc} (MPa)	2.83	2.6	2.71	2.83	2.09	2.2917
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon *le RPA 99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
RDC	75 x65	2.856	3.808	0.04	66	26.33	0.0613	1
1et2	70x65	2.142	3.06	0.04	63	12.34	0.0301	1
3et4	70 x60	2.142	3.06	0.04	61	10.26	0.028	1
5et6	65x60	2.142	3.29	0.04	58.5	10.55	0.03	1
7 et 8	65x55	2.142	3.29	0.04	56	10.26	0.033	1
9et10	60x55	2.142	3.57	0.04	53.5	8.72	0.0296	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2. = 80cm.$$

On adopte : $L_r = 100cm.$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte : $L_r = 70cm.$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte : $L_r = 60cm.$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

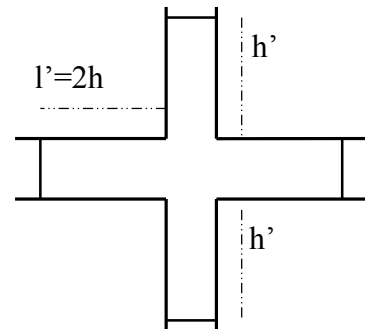
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (50 cm).

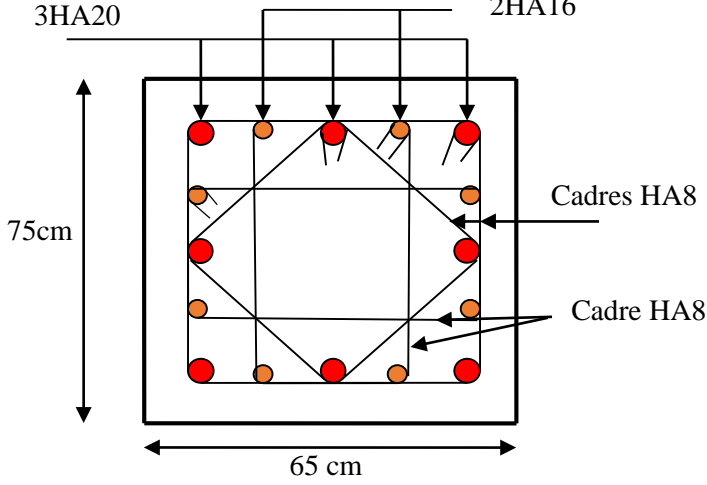
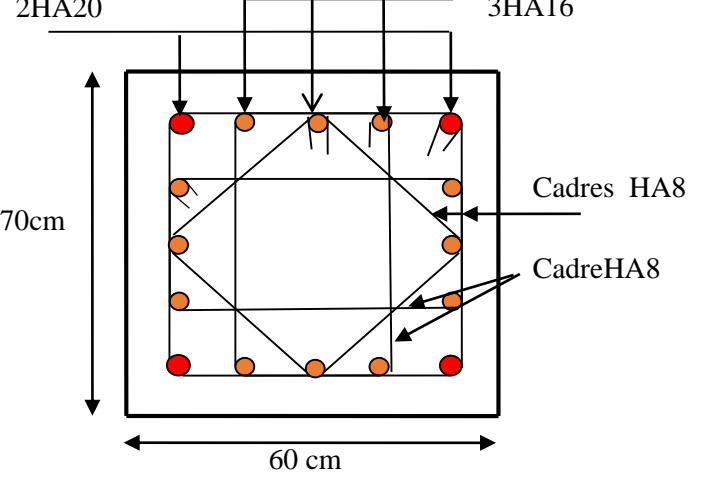


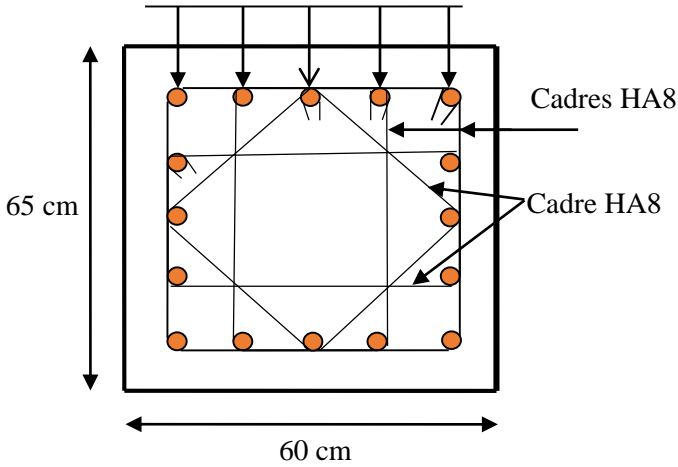
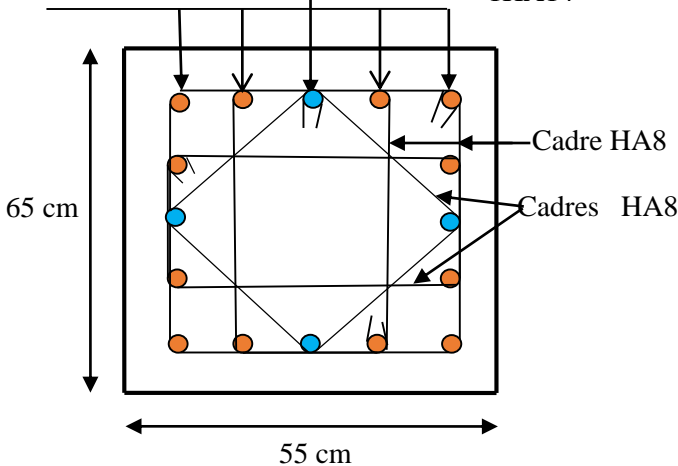
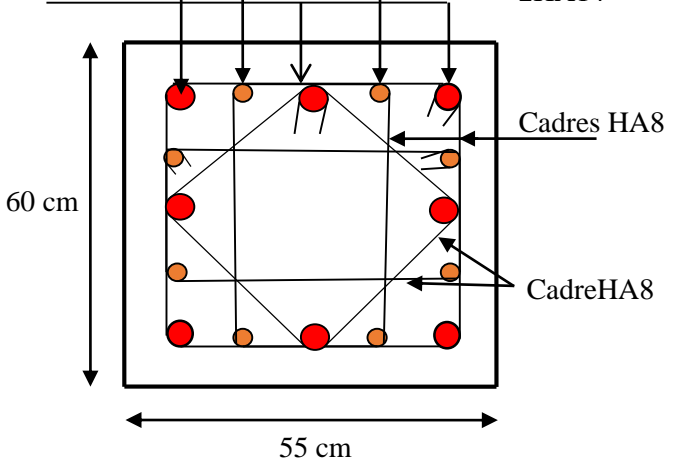
$$\text{RDC} : \begin{cases} h' = 68 \text{ cm} \\ l' = 100 \text{ cm} \end{cases},$$

$$\text{Habitation} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

V.1.6. Schémas de ferrailage :

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
<p>8HA20+8HA16</p> <p>SOUS SOL ET ENTRE SOL 2</p>	

<p>8HA16+8HA20</p> <p>RDC ET ENTRE SOL 1</p>	
<p>ETAGE 1 ET 2</p> <p>4HA20+12HA16</p>	
<p>ETAGE 3 ET 4</p> <p>4HA20+12HA16</p>	<p>Ferrailage des sections des poteaux</p>

<p>ETAGE 5 ET 6 16HA16</p>	<p>5HA16</p>  <p>65 cm</p> <p>60 cm</p> <p>Cadres HA8</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>ETAGE 7 ET 8 12HA16+4HA14</p>	<p>4HA16 1HA14</p>  <p>65 cm</p> <p>55 cm</p> <p>Cadre HA8</p> <p>Cadres HA8</p>
<p>ETAGE 9 ET 10 8HA16+8HA14</p>	<p>3HA16 2HA14</p>  <p>60 cm</p> <p>55 cm</p> <p>Cadres HA8</p> <p>CadreHA8</p>

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - ✓ $G + Q$
 - ✓ $G + Q + E$
 - ✓ $0.8 \times G + E$
 - ✓ $0.8 \times G - E$
- RPA99/2003 (article 5.2)*

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003(article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, avec des crochets à 90°. comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
 - ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
 - ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- ❖ **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
 - ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
 - ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
 - ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.Ferrailage des poutres :

V. 2.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)
RDC	165.28	153.29	191.43	102.45	100.95	150.74
Etages courant	210.73	200.70	221.27	120.34	114.39	128.43
Terrasse	90.65	74.34	56.69	82.15	71.38	101.81

V.2.3.Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

a. Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (50×30)

la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 165.28 \text{KN.m} \\ M_a = 153.29 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{165.28 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.48^2 \times 14.2} = 0.06186$$

$$\mu_{bu} = 0.06186 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.23$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.43$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{165.28 \times 10^{-3}}{0.43 \times 348} = 11.04 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 11.04 \text{cm}^2$$

- Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{153.29 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.48^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu_{bu} = 0.156 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.213$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.438$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{153.29 \times 10^{-3}}{0.417 \times 348} = 10.03 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 10.03 \text{cm}^2$$

Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales et secondaire

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée	A adoptée (cm ²)
RDC	Principale	50×30	Appui	10.03	7.5	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	11.04		12.06	6HA16
	Secondaire	40×30	Appui	8.3	6	9.11	3HA16+2HA14
			Travée	8.52		9.11	3HA16+2HA14
Etagé courants	Principale	50×30	Appui	13.53	7.5	15.45	3HA16+3HA20
			Travée	14.37		15.45	3HA16+3HA20
	Secondaire	40×30	Appui	9.56	6	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	12.14		12.09	6HA16

Terrasse	Principale	50×30	Appui	4.6	7.5	7.65	3HA14+3HA12
			Travée	5.7		7.65	3HA14+3HA12
	Secondaire	40×30	Appui	6.69	6	7.65	3HA14+3HA12
			Travée	5.75		7.65	3HA14+3HA12

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:

- **Poutres principales :**
 - zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times d = 0.04 \times 30 \times 48 = 57.6\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
 - zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times d = 0.06 \times 30 \times 48 = 86.4\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
- **Poutres secondaires :**
 - zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times d = 0.04 \times 30 \times 38 = 45.6\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$
 - zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times d = 0.06 \times 30 \times 38 = 68.4\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

V.2.3.1. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{35}{10}\right) \leq 1.2 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

- $S_t < \min(h/4; 12\phi_l^{\min})$
 - $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$
 - $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}$
- **Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :**
 - **Zone nodale :** $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l^{\min})$ **(Art7.5.2.2) [4]**
 - Poutres principales : $S_t \leq \min(12.5; 14.4)$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \min(11.25; 14.4)$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$
 - **Zone courante :** $S_t \leq h/2$ **(Art7.5.2.2) [4]**
 - Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$; Soit $S_t = 20\text{cm}$

. Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit $S_t = 20\text{cm}$

a. Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2) [4]

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8\text{cm}^2 \leq 2.01\text{cm}^2 . \quad \text{Vérifiée.}$$

V.2.3.2. Vérifications à l'ELU :

a. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right)$$

Poutres	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	Observation
Principales	221.27	1.53	3.33	Vérifiée
Secondaires	150.74	1.32	3.33	Vérifiée

b. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	15.45	221.27	200.70	2.725	-1.527	Vérifiée
Secondaire	10.65	150.74	100.95	3.438	-1.463	Vérifiée

V.2.3.3. Vérifications à l'ELS :

A. Etat limite de compression du béton :

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ _{bc}
Poutres principales	Appuis	64.91	103803.68	14.55	10.42	Vérifiée
	Travées	50.6	93767.62	13.78	9.96	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	61.35	58501.87	12.67	7.64	Vérifiée
	Travées	44.12	58501.87	12.67	4.29	Vérifiée

B. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Avec :

$$M_t = 0.75M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$$

Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t cm	B Cm	L cm	A _s cm ²	h _t /L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	50	30	544	15.45	0.091	0.075	0.008	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	490	15.45	0.081	0.075	0.009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

C. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003 (Art.7.6.2)* exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

❖ **. Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Plan	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	75x65	XX'	0.637	41.21	913.52
		YY'	0.552		791.62
1et2	70x65	XX'	0.595	38.01	787.03
		YY'	0.552		730.15
3et4	70x60	XX'	0.595	34.81	720.77
		YY'	0.51		617.8
5et6	65x60	XX'	0.552	31.73	609.52
		YY'	0.51		563.14
7et8	65x55	XX'	0.552	28.65	550.35
		YY'	0.467		465.608
9et10	60x55	XX'	0.51	26.4	468.54
		YY'	0.467		429.042

❖ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KNm)
RDC	PP	50×30	0.425	12.06	178.36
	PS	40×30	0.382	9.42	125.22
Etage courants	PP	50×30	0.425	15.45	228.5

	PS	40×30	0.382	11.68	155.26
terrasse	PP	50×30	0.425	7.65	113.14
	PS	40×30	0.382	7.65	101.69

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25×(M _w + M _e) (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	Observation
RDC	y-y	178.36	178.36	445.9	913.52	Vérifiée
	x-x	125.22	125.22	313.05	791.62	Vérifiée
1 et 2	y-y	228.5	228.5	571.25	787.03	Vérifiée
	x-x	155.26	155.26	388.15	730.15	Vérifiée
3 et 4	y-y	228.5	228.5	571.25	720.77	Vérifiée
	x-x	155.26	155.26	388.15	617.8	Vérifiée
5 et 6	y-y	228.5	228.5	571.25	609.52	Vérifiée
	x-x	155.26	155.26	388.15	563.14	Vérifiée
7 et 8	y-y	228.5	228.5	571.25	550.35	Vérifiée
	x-x	155.26	155.26	388.15	565.60	Vérifiée
9 et 10	y-y	228.5	228.5	571.25	468.54	Vérifiée
	x-x	155.26	155.26	388.15	429.04	Vérifiée
Terrasse	y-y	113.14	113.14	282.85	468.54	Vérifiée
	x-x	101.69	101.69	254.22	429.04	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.4. Schémas de ferrailage des poutres

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA16 3HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA16</p>	<p>3HA16 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA16 3HA16</p>
	En appuis	En travées
ps	<p>3HA16 2HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA16</p>	<p>3HA16 1Cadre HA10 1Etrier HA10 2HA14 3HA16</p>
Les poutres de RDC		

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA20 3HA16 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA20</p>	<p>3HA20 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA16 3HA20</p>
	En appuis	En travées
ps	<p>3HA16 3HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA16</p>	<p>3HA16 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA16 3HA16</p>
<p>Les poutres d'étages courants</p>		

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA14 3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA12 3HA14</p>
	En appuis	En travées
ps	<p>3HA14 3HA12 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA10 1Etrier HA10 3HA12 3HA14</p>
Les poutres de terrasse		

V.3. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (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 encastré 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.

V.3.1. Recommandation du RPA :

✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

✓ $G + Q$

✓ $G + Q + E$

✓ $0.8 \times G + E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

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 : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (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.

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 10ϕ .

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) :

$$A_{\min} = 0.15\% \text{ de la section du voile, dans la section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \text{ de la section du voile, dans la zone courante}$$

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales 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.

V.3.2. 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 :

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$ (combinaison)
- ✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

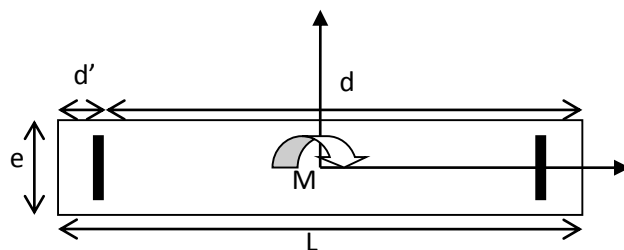


Figure V.3 : Schéma d'un voile plein

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composée} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

❖ La longueur de recouvrement :

$$L_r \begin{cases} 40\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.} \\ 20\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

❖ Règles communes :

$$A_{\min} \begin{cases} 0.15\% (L \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimée.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

✓ $A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

✓ S_t : Espacement.

✓ A_H^{\min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet

$$A_H^{cal} = 0.4e * h / fe$$

✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

✓ A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par 1 mètre linéaire.

❖ **Voile Vx1 :**

Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile Vx1

Niveaux	RDC	1 et 2	3et4	5et6	7et8	9et10
L (cm)	130	130	130	130	130	130
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	1352.79	1254.25	1035.63	986.22	899.24	792.86
N (KN)	1961.57 2	1481.404	1245.66	1135.15	1086.62	987.33
V(KN)	217.25	209.32	202.36	199.65	135.25	89.67
τ_U (MPa)	1.08	1.04	1.01	0.998	0.672	0.445
A_v^{cal} / face (cm²)	23.65	17.36	17.1	14.00	10.73	11.73
$A_v \text{ min} / \text{face}$ (cm²)	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
$A_v \text{ adopté} / \text{face}$ (cm²)	12HA16	12HA14	12HA14	9HA12+ 3HA14	12HA12	12HA112
$N^{\text{barres}} / \text{face}$	24.13	18.47	18.1	14.80	13.57	13.57
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h \text{ cal} / \text{face}$ (cm²/ml)	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
$A_h \text{ min} / \text{face}$ (cm²/ml)	9.76	9.76	9.76	9.76	9.76	9.76
$A_h \text{ adp} / \text{face}$ (cm²/ml)	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
$N^{\text{barres}} \text{ face}$ (cm²/ml)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

❖ Voile Vx2 :

Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile Vx2

Niveaux	RDC	1et2	3et4	5et6	7et8	9et10
L (cm)	120	120	120	120	120	120
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	6857.89	5036.29	4066.85	3879.24	3364.86	2986.66
N (KN)	13288.594	12610.802	9864.79	7896.14	6549.79	5214.63
V(KN)	901.35	886.22	796.92	600.07	586.09	523.17
τ_U (MPa)	4.5	4.43	3.98	3	2.93	2.61
A_v cal /face (cm ²)	39.13	35.33	32.11	30.09	27.83	26.02
A_v min/face (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v adopt/face (cm ²)	10HA20+ 4HA16	8HA20+ 6HA16	16 HA16	6HA20+ 8HA14	14 HA14	14 HA14
N^{barres} /face	39.46	37.19	34.37	30.16	28.15	28.15
S_i (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ² /ml)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
A_h min/face (cm ² /ml)	7.73	7.73	7.73	7.73	7.73	7.73
A_h ado/face (cm ² /ml)	7 HA12	7 HA12	7 HA12	7 HA12	7 HA12	7 HA12
N^{barres} face (cm ² /ml)	7.73	7.73	7.73	7.73	7.73	7.73
S_i (cm)	20	20	20	20	20	20

❖ Voile Vx3 :

Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile Vx3

Niveaux	RDC	1et2	3et4	5et6	7et8	9et10
L (cm)	250	250	250	250	250	250
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	2987.76	2975.69	2879.32	2789.45	2319.38	1919.33
N (KN)	2441.29	1969.11	1752.34	1479.33	1158.37	895.27
V(KN)	848.27	829.22	789.77	697.11	512.03	428.67
τ_U (MPa)	4.24	4.14	3.94	3.48	2.56	2.14
A_v cal /face (cm ²)	19.95	21.5	20.94	17.91	16.39	13.12
A_v min/face (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v adopté/face (cm ²)	11HA16	11HA16	11HA16	9HA14+ 3HA16	11HA14	8HA14+ 3HA12
N^{barres} /face	22.12	22.12	22.12	18.35	16.93	15.71

S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm^2/ml)	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
A_h min/face (cm^2/ml)	8.21	8.21	8.21	8.21	8.21	8.21
A_h adopté/face(cm^2 /m)	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
N^{barres} face (cm^2/ml)	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

❖ Voile Vy₁ :Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile Vy₁

Niveaux	RDC	1et2	3et4	5et6	7et8	9et10
L (cm)	200	200	200	200	200	200
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	2976.83	2564.97	2988.76	2436.66	2246.77	1987.33
N (KN)	1969.11	1733.33	2441.29	1677.29	1513.17	1501.33
V(KN)	848.27	825.075	807.99	779.83	573.37	302.22
τ_U (MPa)	4.24	4.12	4.03	3.89	2.86	1.51
A_v cal /face (cm^2)	38.96	35.06	32.34	31.09	26.11	19.63
A_v min/face (cm^2)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
A_v adopté/face (cm^2)	13HA20	10HA20 + 3HA14	8HA20+ 5HA14	8HA20+ 5HA14	13HA16	13HA14
N^{barres} /face	40.84	36.04	32.83	32.83	26.14	20.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm^2/ml)	4	4	4	4	4	4
A_h min/face (cm^2/ml)	9.72	9.72	9.72	9.72	9.72	9.72
A_h adopté/face (cm^2/ml)	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
N^{barres} face (cm^2/ml)	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

❖ Voile Vy2 :

Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile Vy2

Niveaux	RDC	1et2	3et4	5et6	7et8	9et10
L (cm)	250	250	250	250	250	250
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	1686.514	1285.46	1199.25	986.22	846.33	839.75
N (KN)	1598.32	1148.26	1079.38	972.76	813.66	609.33
V(KN)	363.67	240.108	209.76	182.66	109.47	97.85
τ_U (MPa)	1.81	1.2	1.04	0.91	0.54	0.48
A_v cal /face (cm ²)	22.33	21.55	19.33	17.85	16.01	15.51
A_v min/face (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v adopté/face (cm ²)	12HA16	7HA16+5HA14	6HA16+6HA14	12HA14	10HA14 + 2HA12	8HA14+4HA12
N^{barres} /face	24.13	21.77	21.3	18.47	17.67	16.84
S_i (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ² /ml)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
A_h min/face (cm ² /ml)	8.67	8.67	8.67	8.67	8.67	8.67
A_h adopté/face (cm ² /ml)	8AH12	8AH12	8AH12	8AH12	8AH12	8AH12
N^{barres} face (cm ² /ml)	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
S_i (cm)	20	20	20	20	20	20

❖ Voile Vy3 :

Tableau V.17 : Résultats du ferrailage du voile Vy3

Niveaux	RDC	1et2	3et4	5et6	7et8	9et10
L (cm)	350	350	350	350	350	350
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	5099.13	4636.05	3873.11	3019.91	2833.71	1978.83
N (KN)	2228.26	1637.041	1524.91	1437.67	1079.07	978.22
V(KN)	509.44	501.66	435.91	407.33	321.59	307.81
τ_U (MPa)	2.54	2.5	2.17	2.03	1.6	1.53
A_v cal /face (cm ²)	23.97	23.72	16.57	13.71	11.02	8.61
A_v min/face (cm ²)	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5

A_v adopté/face (cm^2)	12HA16	12HA16	8HA14+ 4HA12	9HA12+ 3HA14	12HA12	12HA12
$N^{barres}/face$	24.13	24.13	16.84	14.8	13.57	13.57
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm^2/ml)	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
A_h min/face (cm^2/ml)	10.09	10.09	10.09	10.09	10.09	10.09
A_h adopté/face (cm^2/ml)	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12
$N^{barres} face$ (cm^2/ml)	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage :

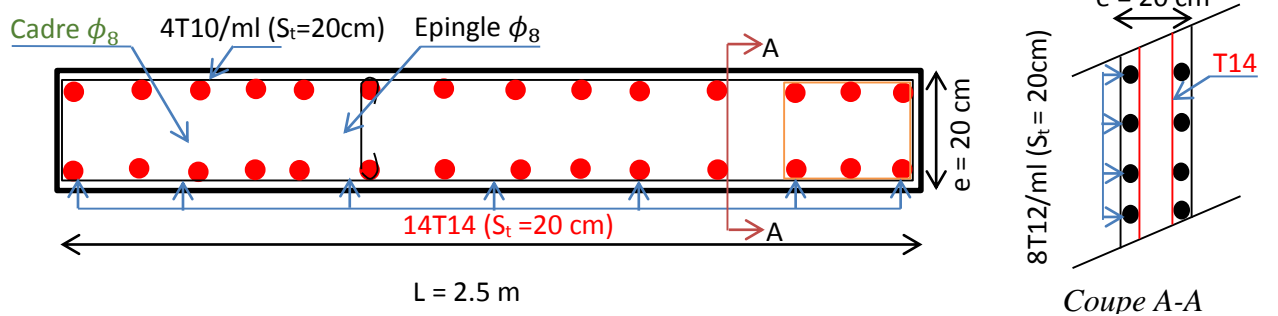


Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile V_{y2} des niveaux 5 et 6

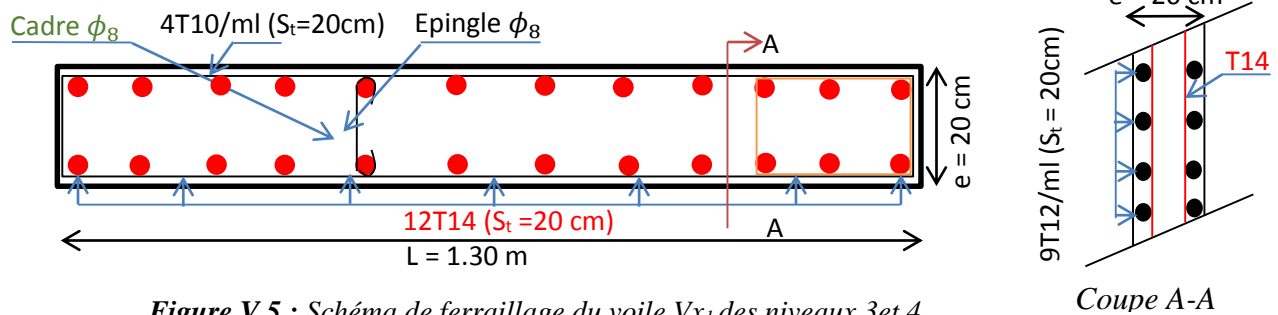


Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile V_{x1} des niveaux 3 et 4

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000 V.14) ainsi que le ferraillement minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferraillement minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

CHAPITRE VI

Etude des Fondations

Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.1. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 3 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E$$

RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base ($a*b$) d'où les semelles sont rectangulaire ($A \times B$)

$$\text{La vérification à faire : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V14. $N=3482.53 \text{ KN}$.

S : La surface d'appui de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

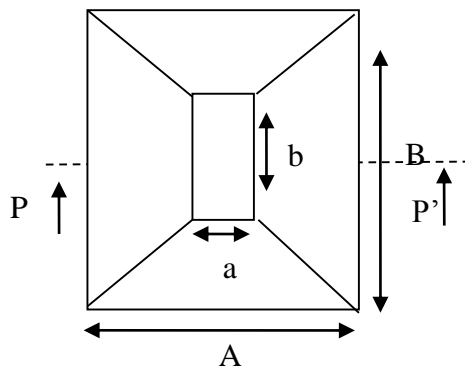


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

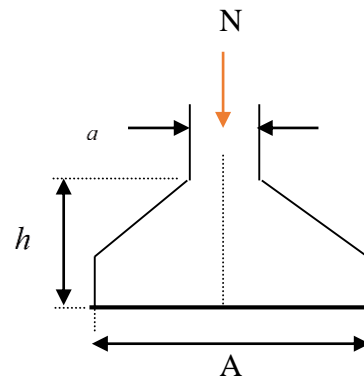


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choissant deux poteaux de section (75*70) dans la structure où la distance entre eux est de 1.9 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.75 \cdot 3482.53}{0.75 \cdot 150}} = 4.818 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 9 poteaux

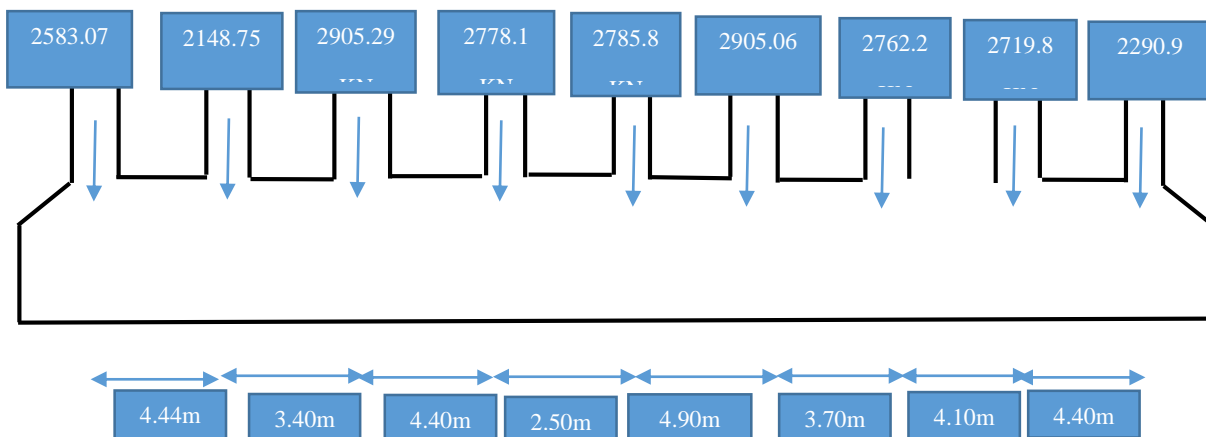


Figure :VI.3 Semelle filante

Avec

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 2583$, KN, $N_2 = 2148.75$ KN, $N_3 = 2905.29$ KN, $N_4 = 2778.10$ KN

$N_5 = 2785.81$ KN. $N_6 = 2905.06$ KN. $N_7 = 2762.22$ KN $N_8 = 2719.82$ KN

$N_9 = 2290.90$ KN

$$N = \sum N_i = 23878.985 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{23878.985}{150 * 31.8} = 5.006 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.1.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.1.3.1. Prédimensionnement :

A. La condition de coffrage :

$$\text{Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \dots\dots\dots(a)$$

$$\text{Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{490}{20} = 24.5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm}$$

$L_{\max} = 4.9$ m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

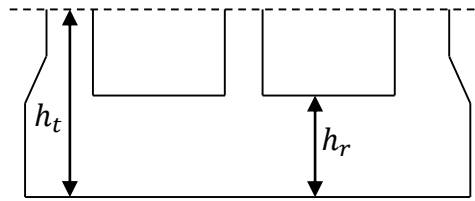


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- 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.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.596 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.

C. Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 17410.612 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 174.106 \text{ m}^2$$

la surface du bâtiment est :

$$S_{bat} = 472.2 \text{ m}^2$$

Donc on prend $S_{radier} = 472.2 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

VI.1.3.2. Les Vérifications nécessaires :

✚ Vérification au poinçonnement

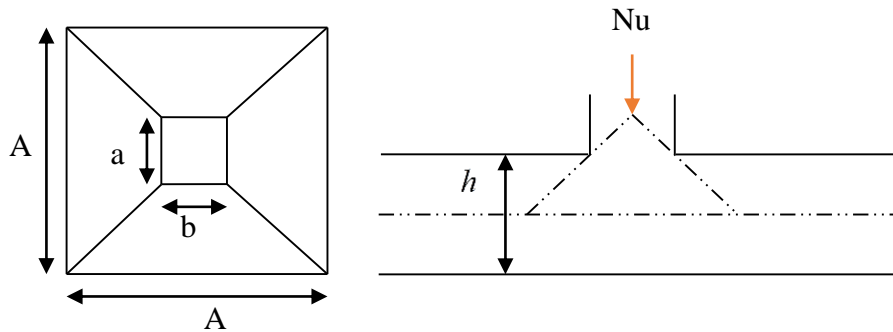


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_u : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{On} \Rightarrow A = 0.75 + 0.7 = 1.45\text{m} \quad B = 0.7 + 0.7 = 1.4\text{m}$$

On trouve $U_c = 5.7\text{m}$

$$N_u = 2905.29 < 0.045 \times 5.7 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3903.26\text{KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

⇒ Pas risque au poinçonnement.

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1\text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.72\text{ m}$.

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{75275.728 * 4.9}{2 * 472.2} = 390.566 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{390.56 * 10^{-3}}{1 * 0.72} = 0.542 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

✚ **Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec $\sigma_{(\max, \min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 7.39 \text{ m} ; I_{xx} = 45957.8 \text{ m}^4 \\ Y_G = 16.49 \text{ m} ; I_{yy} = 8851.2 \text{ m}^4 \\ S = 472.2 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 75275.728 + 25 * 0.35 * 472.2 = 79407.478 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x** : $N = 79407.478 \text{ KN}$; $M_Y = 58837.273 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = \frac{79407.478 * 10^{-3}}{472.2} + \frac{23128.670 * 10^{-3} * 7.39}{8851.2} = 0.187 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.174 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y** : $N = 79407.478 \text{ KN}$; $M_X = 58837.273 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} * Y_G = \frac{79407.47 * 10^{-3}}{472.2} + \frac{58837.273 * 10^{-3} * 16.49}{45957.8} = 0.189 MPa > \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} * X_G = 0.158 MPa > \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.181 MPa > \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

⇒ la contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On remarque que la contrainte moyenne selon les deux axes est supérieure à la contrainte de sol, dans ce cas il faut augmenter la section de radier.

Soit: $S_{rad} = 304.45 m^2$ avec un débord de 1.5m.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 8.02 m ; I_{xx} = 66759.9 m^4 \\ Y_G = 17.76 m ; I_{yy} = 15236.7 m^4 \\ S = 618.1 m^2 \end{cases}$$

$$N = 75275.728 + 25 * 0.35 * 618.1 = 80684.1 KN$$

Dans le sens x-x : $N = 80684.1 KN$; $M_Y = 23128.670 KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = \frac{80684.1 * 10^{-3}}{618.1} + \frac{23128.67 * 10^{-3} * 17.76}{15236.7} = 0.15 MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * X_G = 0.118 MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.142 MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Dans le sens y-y : $N = 80684.1 KN$; $M_X = 58837.273 KN.m$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} * Y_G = \frac{80684.1 * 10^{-3}}{618.1} + \frac{58837.273 * 10^{-3} * 17.76}{66759.9} = 0.146 MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} * X_G = 0.123 MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.14 MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.15 MPa$$

✚ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Dans le sens x-x :

$$e = \frac{58837.273}{75275.728} = 0.781m < \frac{15.37}{4} = 3.93m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :

$$e = \frac{23128.670}{75275.728} = 0.307m < \frac{31.8}{4} = 7.95m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

✚ Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 75275.728 \text{ KN}$$

$$H = 3.06 \text{ m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 472.2 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN / m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 75275.728 \text{ KN} \geq 1.5 * 3.06 * 472.2 * 10 = 21673.98 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis de la poussée hydrostatique

VI.1.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé des panneaux de dalles renversés simplement appuyés sur les nervures. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$

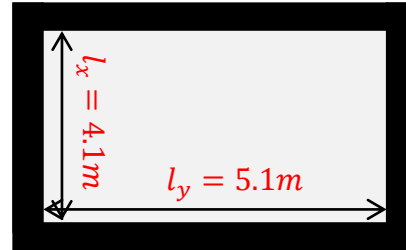


Figure VI.6 : Panneau de dalle

VI.1.3.4. Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{75275.728}{472.2} + 1.35 * 8.75 = 217.127 \text{ KN/m}^2$
 - $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{75275.728}{472.2} + 8.75 = 168.16 \text{ KN/m}^2$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow$ Alors, la dalle travaille dans les deux sens

❖ L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.8 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0561 * 217.127 * 4.1^2 = 204.759 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 122.016 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 174.045 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 103.713 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -81.903 \text{ KN.m}$$

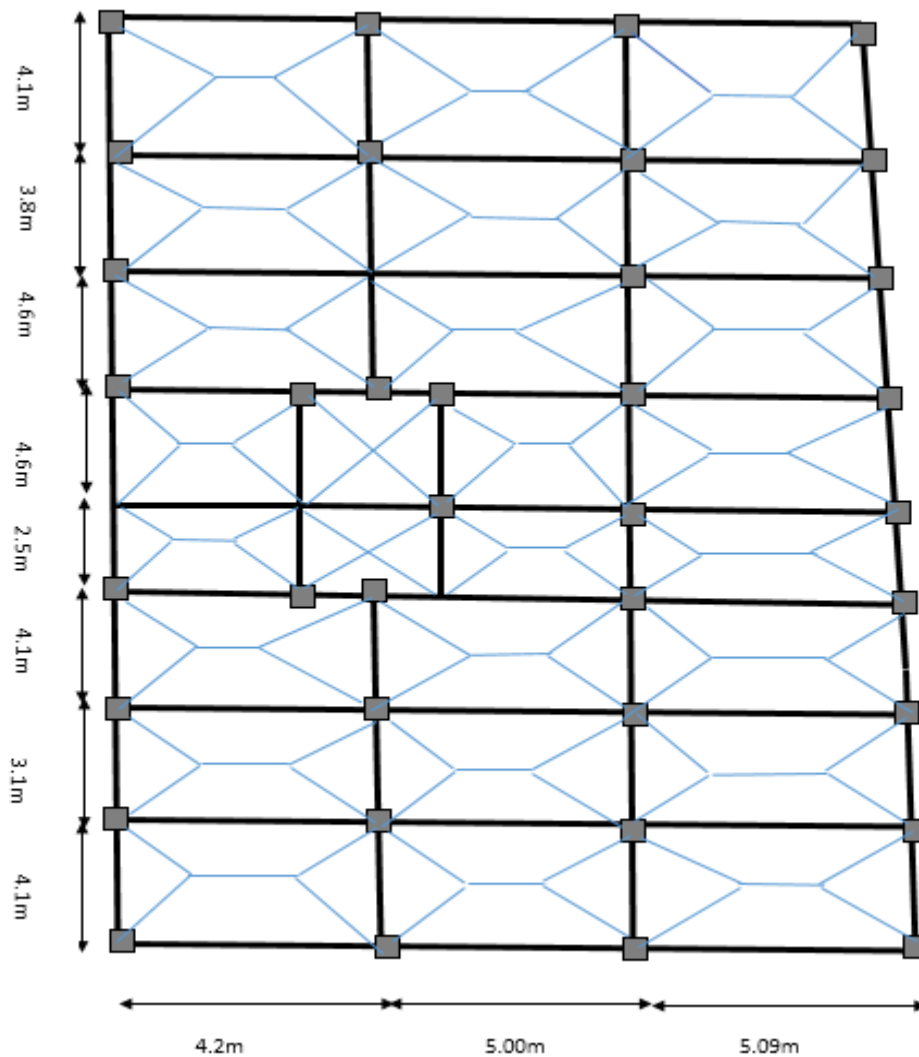


Figure VI.7. : Schéma de rupture de dalle de radier.

- **Calcul du ferrailage**
- Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35)m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		$M (KN.m)$	$A_{calculée} (cm^2/ml)$	$A_{choisie} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
En travée	Sens x-x	174.045	16.86	9HA16=18.01	11
	Sens y-y	103.713	10.13	7HA14=10.78	14
En appuis		81.903	7.60	5HA14=7.70	20

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

Vérification de condition de non fragilité

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} e \geq 11\text{cm} \\ \rho = 0,45 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$$

$$\blacksquare \text{ Sens } xx: A_{min} = \frac{\rho_0}{2}(3 - \rho)b * h_r = 3.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 18.01\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Vérifie}$$

$$\blacksquare \text{ Sens } yy: A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 10.78\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Vérifie}$$

En ferraille avec A_t^x et A_t^y .

✓ En appuis :

$$\Rightarrow A_a = 7.70\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Vérifie}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 313.97 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 163.12 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 313.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{313.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.981 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

❖ L'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.8 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0561 * 168.16 * 4.1^2 = 158.58 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 94.498 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 134.43 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 80.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -63.43 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton).}$$

$$\bar{\sigma}_s: \text{(contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\checkmark \text{F.N: } \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa, avec } \eta = 1,6 \text{ acier HA}$$

$$\checkmark M_{ser} : \text{moment max à l'ELS.}$$

$$\checkmark y : \text{position de l'axe neutre.}$$

$$\checkmark I : \text{moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.}$$

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Sens	Moments (KN.m)	Aadoptée (cm ² /m l)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 134.43	18.01	10.3	127575.17	10.85	Vérifié	342.98	Non Vérifiée
y-y	M _t ^y = 80.32	10.78	8.62	88602.66	7.81		317.91	
Appuis	M _a = -63.43	7.70	7.52	69360.33	6.87		239.93	

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée.

↪ augmenter la section d'acier A_s.

Sens	Moments (KN.m)	β	α	$A_{calc} (cm^2/ml)$	$A_{choisie} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
x-x	$M_t^x = 134.43$	$6.5 * 10^{-3}$	0.37	23.76	8HA20=10.78	12.5
y-y	$M_t^y = 80.32$	$3.88 * 10^{-3}$	0.29	13.77	7AH16=14.07	14
Appui	$M_a = -63.43$	$3 * 10^{-3}$	0.27	10.80	6HA16=12.06	16

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

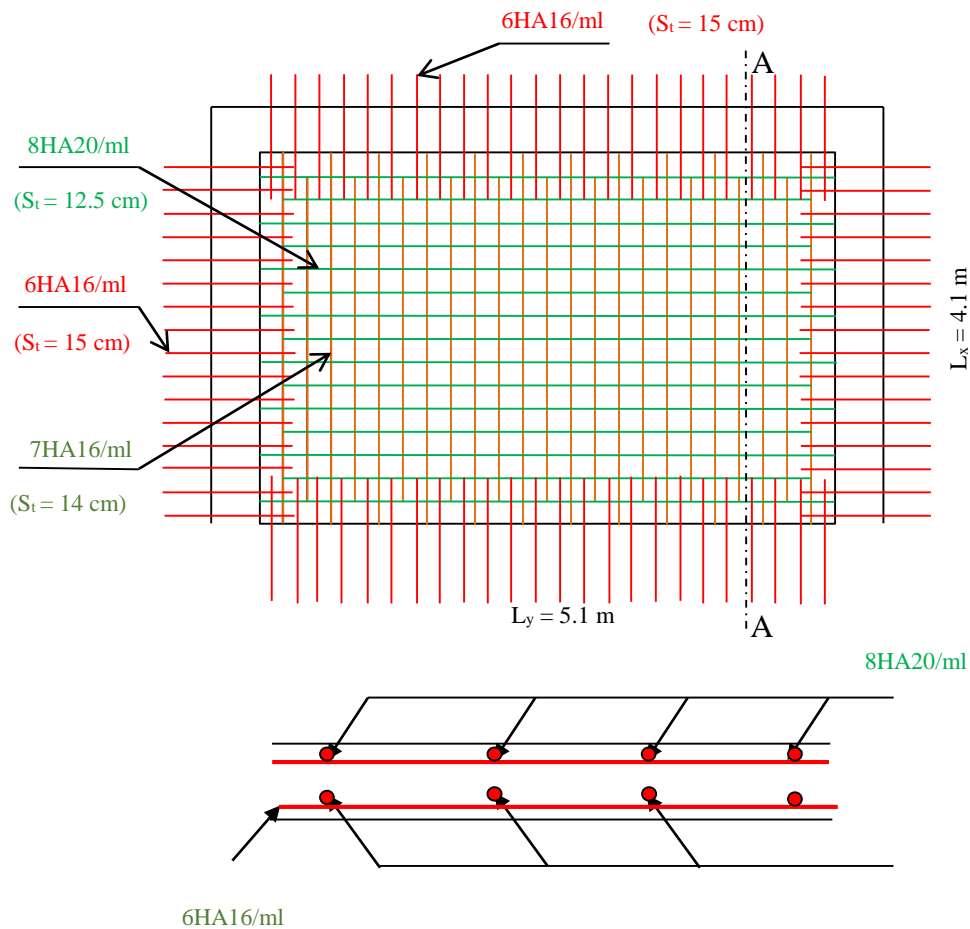
↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures :

√ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12.5 \text{ cm}$

√ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

VI.2.3.5. Schéma de ferrailage de radier :



Coupe A-A

Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de radier

VI.1.3.6. Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console de 45cm de largeur

VI.1.3.7. Calcul des sollicitations :**a) A L'ELU :**

$$M_u = Q_u \times \frac{L^2}{2} = 217.127 \times \frac{1.5^2}{2} = 244.26 \text{ KN.m}$$

La section d'acier est : $A = 24.17 \text{ cm}^2$; soit : 8HA20=25.13cm²

b) A L'ELS :

$$M_{ser} = Q_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 168.16 \times \frac{1.5^2}{2} = 189.18 \text{ m}$$

- **Vérifications :**

a) A L'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 35 \times 2.1}{400} = 3.864 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 24.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant de la consol est : $V_u = Q_u \times L = 217.127 \times 1.5 = 325.69 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{23.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.5} = 0.047 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b) A L'ELS :

- Pour le béton : il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$

—

- Pour l'acier : il faut que : $\sigma_s \leq \sigma_s$

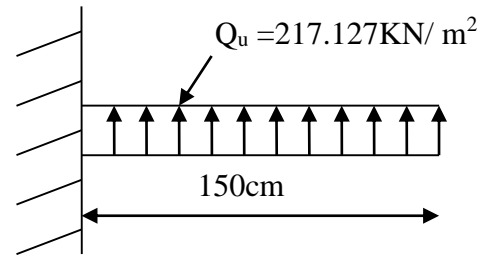


Figure VI.10: schéma statique du débord

Les résultats (données par le SOCOTEC Annexe 03) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le débord.

$M_{ser} (t.m)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\overline{\sigma_s} (MPa)$
168.16	5.17	15	192.38	201.16

VI.1.4. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.4.2. Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.8m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.60m, d = 0.72m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.1}{10}; \frac{4.1}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(51; 205)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45cm$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 150cm$$

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

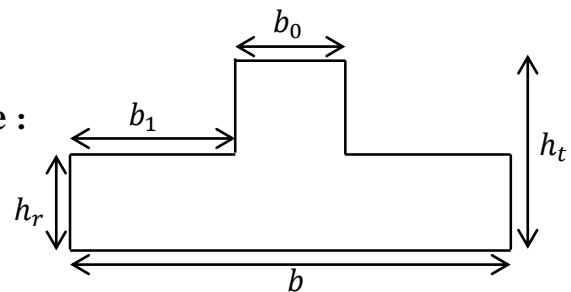


Figure VI.11 : Section de la nervure à ferrailage

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.1.4.3. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ 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 : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ Moments en travée :

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

On a : $q_u = 171.22 \text{KN/m}^2$

Sens X-X :

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	L (m)	l' (m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			M _g	M _d		
A-B	4.2	4.2	-402.17	-430.167	1.628	287.838
B-C	5.00	4.00	-430.167	-537.967	2.3888	195.525
C-D	5.09	5.09	-537.967	-470.22	3.049	438.807

Tableau VI.6 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	438.807	-537.967
Effort tranchant (KN)	661.912	

Sens Y-Y :

On a : $q_u = 171.22 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	L (m)	l' (m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			M _g	M _d		
A-B	4.1	3.28	-213.5	-341.64	1.68	323.182
B-C	3.1	3.1	-341.64	-224.136	1.702	180.756
C-D	4.1	4.1	-224.136	-209.423	2.062	239.756
D-E	2.5	2.5	-209.423	-260.103	1.557	64.186
E-F	4.6	4.6	-260.103	-345.932	2.214	272.086
F-G	4.6	4.6	-345.932	-296.233	2.35	253.487
G-H	3.8	3.8	-296.233	-347.086	1.838	70.667
H-I	4.1	3.28	-347.086	-224.136	2.44	299.198

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	323.182	-347.086
Effort tranchant (KN)	529.765	

VI.1.4.4. Ferrailage :

Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	438.807	17.87	13.04	6HA20=18.85 cm ²
	Appui	-537.967	22.01	13.04	6HA20+2AH16=22.87cm ²
Sens Y-Y	Travée	323.182	13.11	13.04	5HA20=15.71 cm ²
	Appui	-347.086	14.07	13.04	5HA20=15.71 cm ²

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.612 MPa < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa] = 3.25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On a : q_s = 168.16 KN/m².

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \end{cases}$$

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	353.863	14.08	36	Vérifiée
	Appui	427.522	17.7	37	Non Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	268.811	11.4	33	Vérifiée
	Appui	-250.297	10.6	31	Vérifiée

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

Tableau VI.11 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)
------	-------------------	---	---	---	--

appui	$M_a = 427.522$	$2.7 * 10^{-3}$	0.25	32.12	10HA20+2HA12
-------	-----------------	-----------------	------	-------	--------------

Les armatures de peau :

$$A_p = 0.2\% (b_0 * h)$$

$$A_p = 0.2\% (0.6 * 0.75) = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA16 + 2HA12 = 10.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ **Espacements des aciers transversaux :**

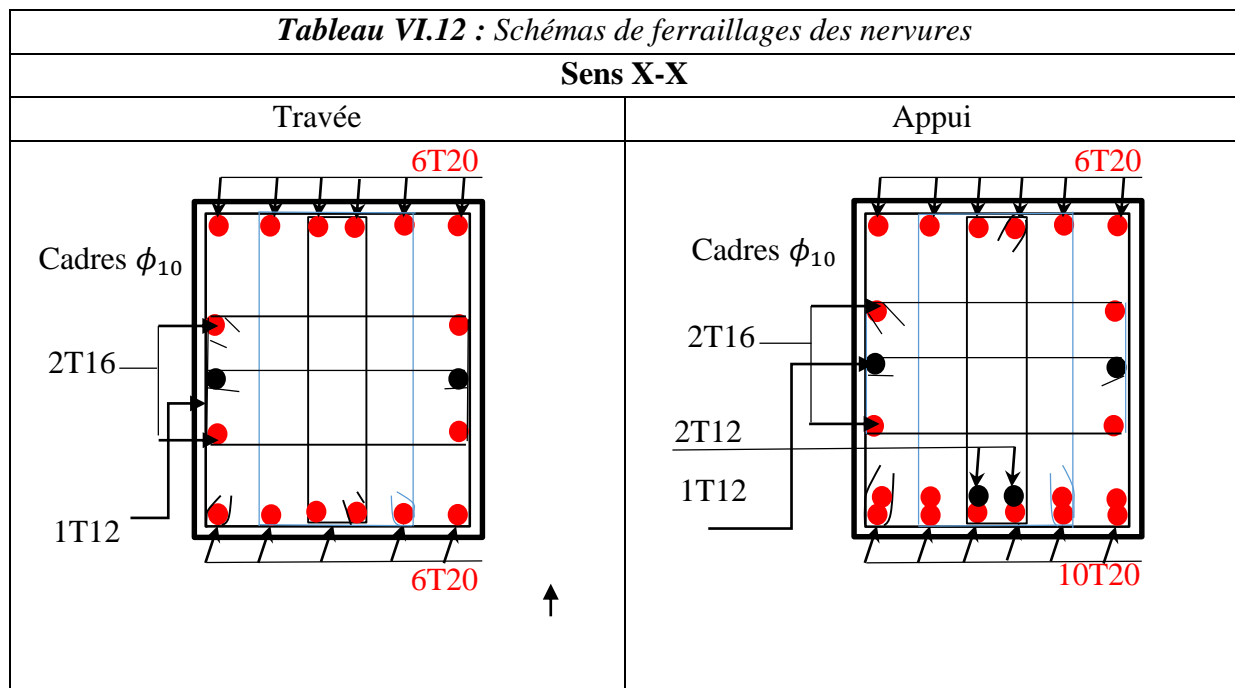
Pour les armatures transversales, on a :

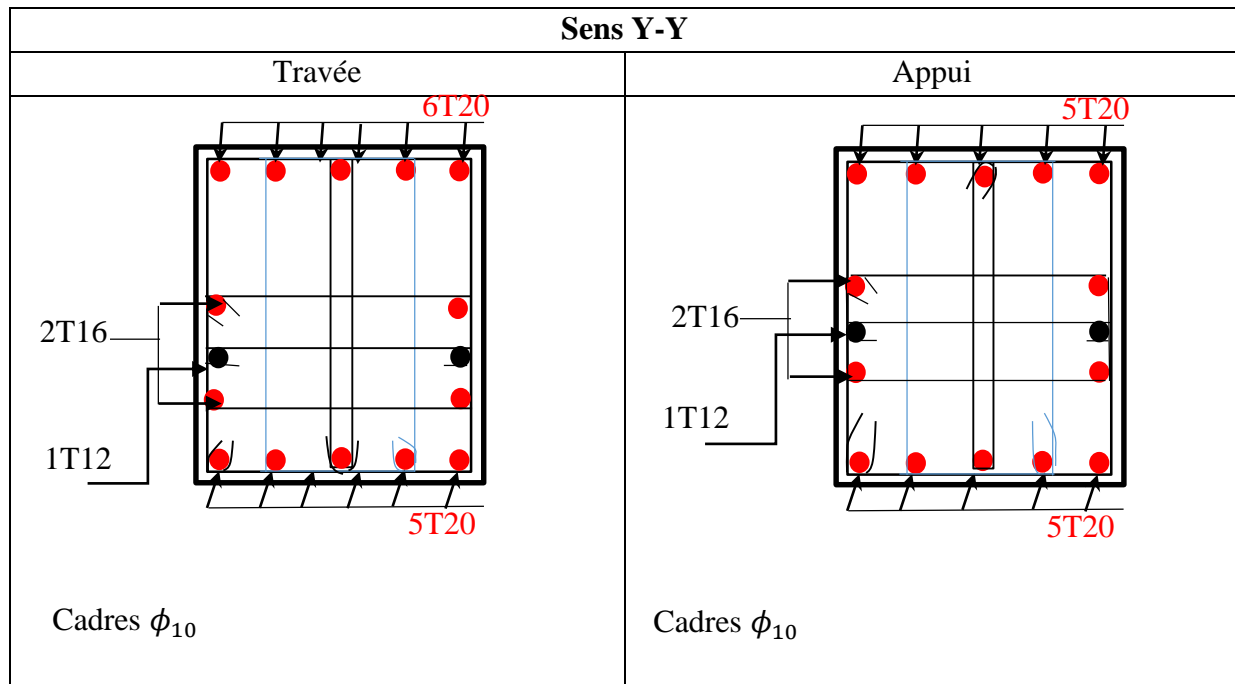
$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 52 \text{ cm} \qquad S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \qquad S_{t3} \leq 10.55 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Schémas de ferrailages :





VI.2. Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ 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 ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15 \text{ cm}$.

VI.2.1 Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20 \text{ cm}$

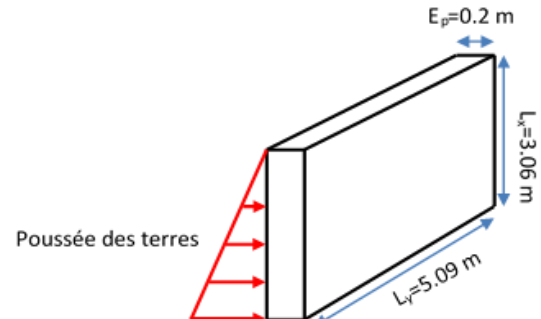


Figure VI.10 : Dimensions de voile périphérique.

VI.2.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\phi = 43.1^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0.71$

VI.2.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

VI.2.4 Sollicitations :

A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_1 = 18 \times 3.06 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{43.1}{2} \right) - 2 \times 0.71 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{43.1}{2} \right) = 10.355 \text{ KN/m}^2$$

B. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{43.1}{2} \right) = 1.88 \text{ KN/m}^2.$$

VI.2.5. Ferrailage de voile périphérique :

❖ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 16.792 \text{ KN/m}^2.$$

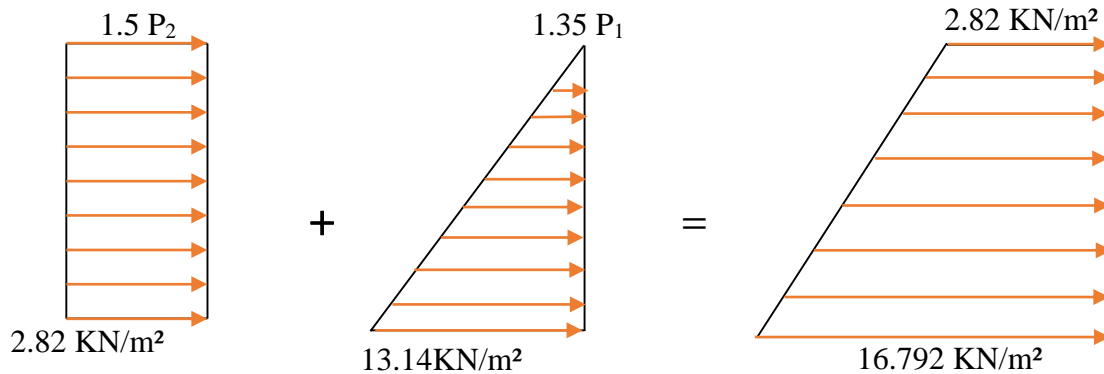


Figure VI.11: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 5.09 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 2.82 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 3.06 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 16.799 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 13.06 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

- ELU : ($\nu = 0$)

B. $\rho = 0.60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases}$ (Annexe I)

Tableau VI.13 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique

Sens	Désignation	$q_u = 15.67 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	12.89	12.06
	M (KN.m)	10.95	- 5.15
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	1.77	0.83
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	4HA12 = 4.52	4HA8 = 2.01
Y-Y	M_0 (KN.m)	3.8	3.8
	M (KN.m)	3.23	- 1.52
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	0.51	0.24
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 24.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.137 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérfications à l'ELS**

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 5.09 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0 \text{ m}) = P_2 = 1.88 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 3.06 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 11.62 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 9.64 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

▪ **ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.087 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, \text{ FN} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	8.55	1.37	0.0405	13.68*10 ⁻⁵	2.53	130.7	Vérifiée
	En appuis	4.02	0.64	0.0367	11.32*10 ⁻⁵	1.30	76.39	Vérifiée
Sens y-y	En travée	3.99	0.63	0.0405	13.68*10 ⁻⁵	1.183	61.06	Vérifiée
	En appuis	1.88	0.3	0.0367	11.32*10 ⁻⁵	0.61	35.69	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

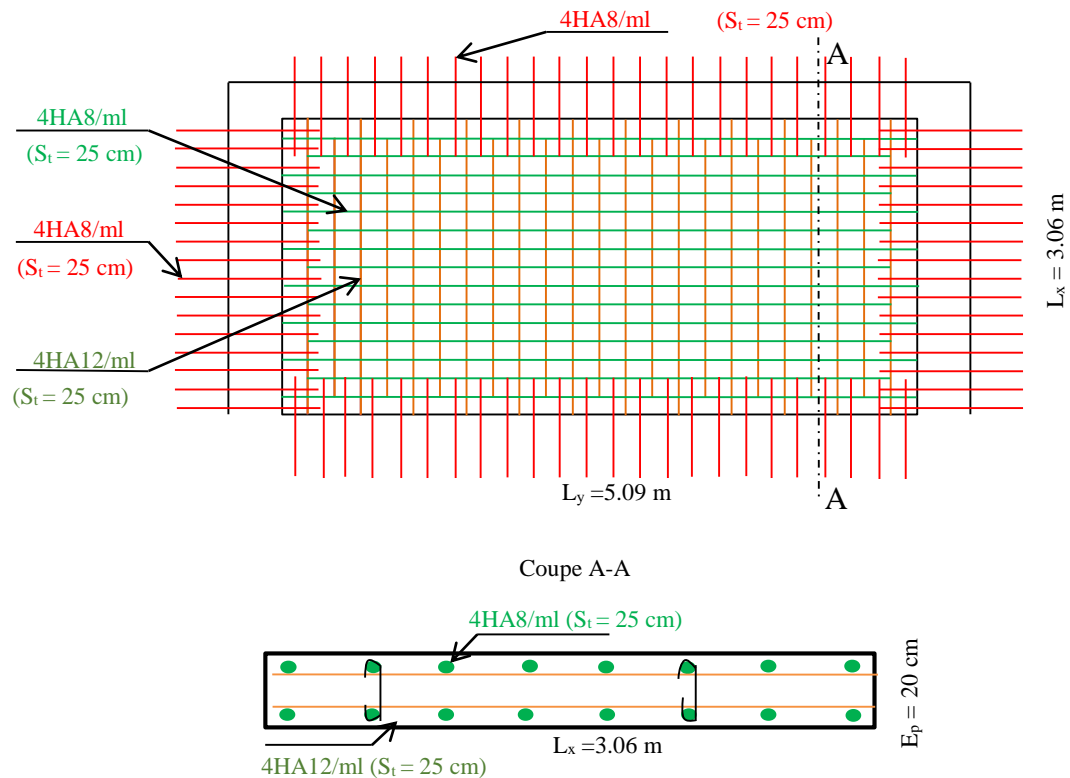


Figure VI.12: Schéma du ferrailage du voile périphérique

VI.3. ETUDE DU MUR A DOSSE

VI.3.1. Définition

Un mur de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ils sont essentiellement employés pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement, notamment en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel.

Un mur de soutènement de hauteur 8.16m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et à la charge (Q) qui est due au poids de la structure transmise à la deuxième fondation et une surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à coté de la structure qui est estimé selon le DTR C.2.2

(charges permanentes et surcharges d'exploitations) à 65KN/m²

VI.3.2. Caractéristique de mur

Hauteur : h = 8.16m.

Epaisseur : e = 20 cm.

Longueur : L = 14 m.

VI.3.3. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\phi = 43.1^\circ$

Cohésion : $C = 0.71 \text{ KN/m}^2$

Contrainte admissible de sol : $q_{\text{ad}} = 150 \text{ KN/m}^2$

VI.3.4. Détermination des contraintes

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_v$$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

K_a : Coefficient de poussée

Avec :

VI.3.5. Sollicitations :

C. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_1 = 18 \times 3.06 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{43.1}{2} \right) - 2 \times 0.71 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{43.1}{2} \right)$$

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 65 \times tg^2 \left(\frac{3.14}{4} - \frac{0.76}{2} \right) = 49.4 \text{ KN/m}^2$$

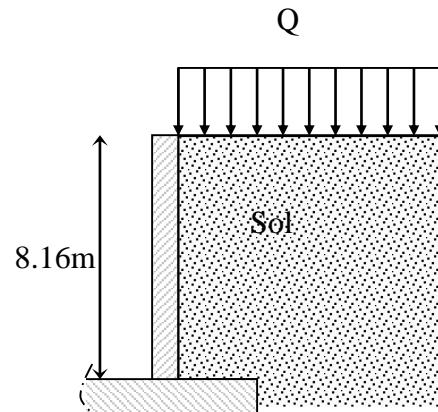


Figure VI.13 : Schéma du mur a dossé

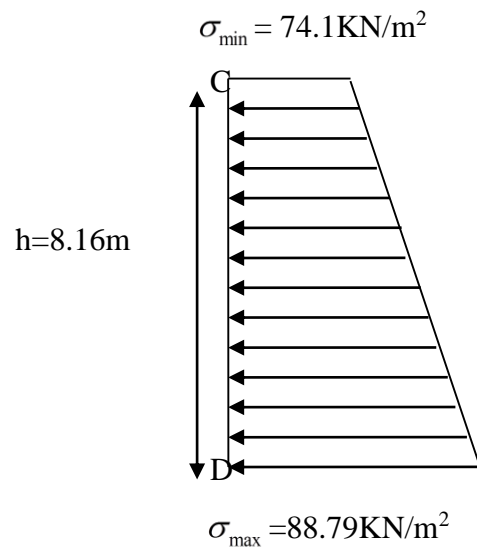


Figure VI.14 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

❖ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 88.079 \text{ KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 74.1 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 3.06 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 88.079 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 84.58 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = 84.58 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = P_2 = 49.4 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 3.06 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 59.75 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 57.16 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = 57.16 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.5. Ferrailage du mur

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$l_x = 3.06\text{m}$$

$$l_y = 5.09\text{m}$$

$$e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

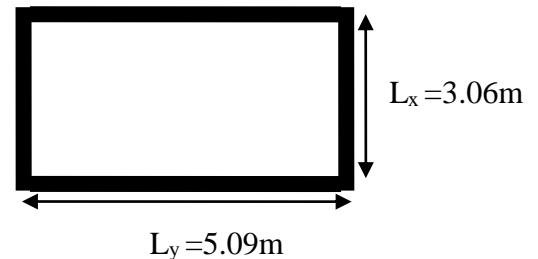


Figure.VI.15 : panneau le plus sollicité

A ELU :

$$\text{on à } \rho = 0,6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 65.1 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 19.19 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

• En travée

$$M_x^t = 0,85 M_{0x} = 55.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^t = 0,85M_{0y} = 16.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• **En appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5M_{0x} = 32.55 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	A_{min}	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
X-X	Travée	55.33	9.46	2.17	5T16=10.05	20
Y-Y	Travée	16.31	6.28	2.17	5T10=3.93	20

Tableau VI.15 : Résumé des résultats de ferrailage du mur

• **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.16 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$
Y-Y	M_t	55.33	7.45	15	172.89	201.6
X-X	M_t	16.31	6.02	15	107.89	201.6

Donc les contraintes sont vérifiées

VI.3.6. Schéma de ferrailage du mur a dossé

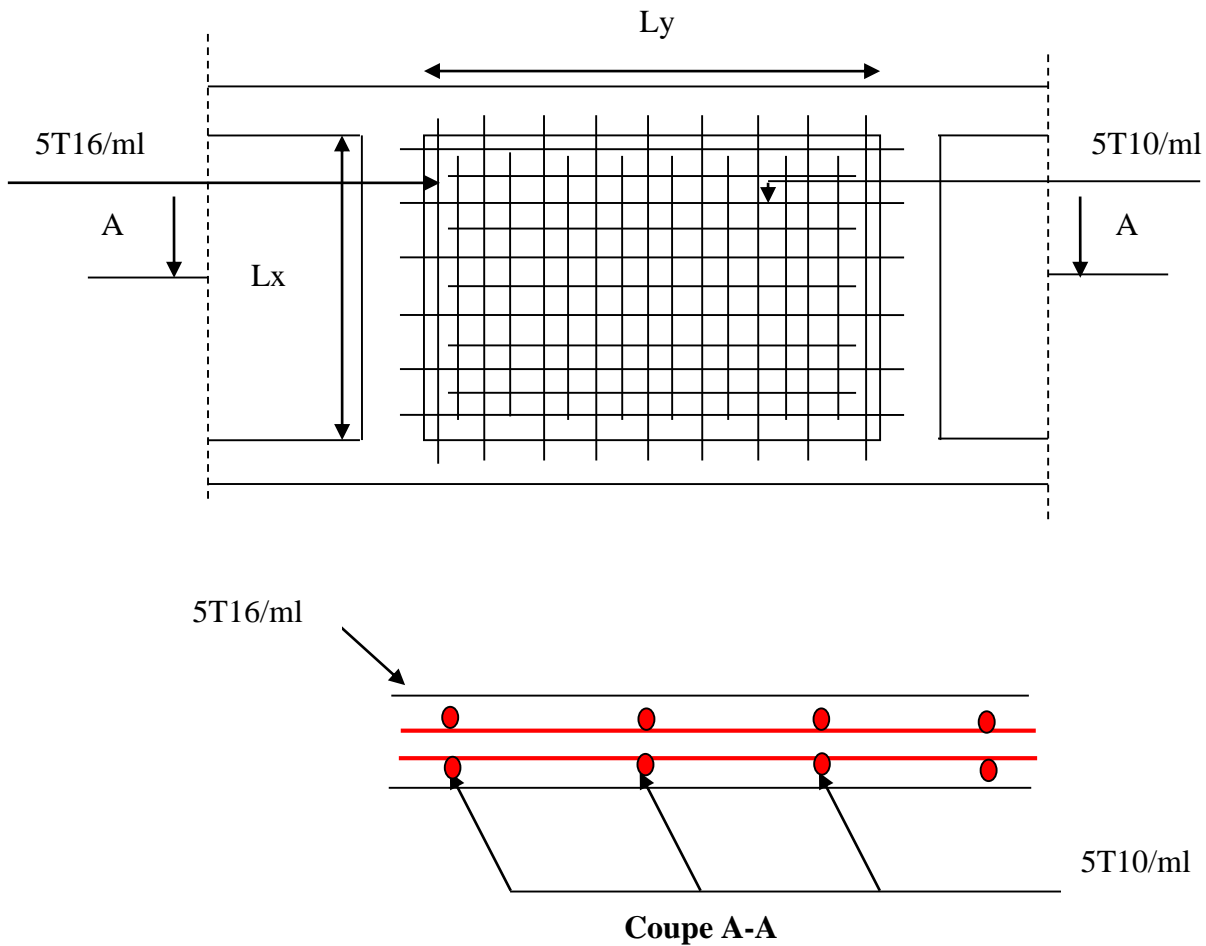


Figure VI.16: Schéma du ferrailage du mur a dossé

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 à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passés à un calcul avec radier général.

Bibliographie

- ✓ *Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 «Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».*
- ✓ *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton arme suivant la « méthode des états limites (BAEL 91).*

Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (Code de Béton Arme (CBA 93).

DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

Cours de Béton Arme: 3^{eme} année et Master 1.

Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels utilises:

- *SAP 2000 version 14.*
- *Soccotec*
- *Autocad*

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

		u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS															
vitesse (m/s)	Description	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Tous les niveaux desservis	630	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110	
			236	71	195	82	176	100	148	108	139	116	129	124			
			260	77	225	88	200	103	149	119	158	127	147	136			
			293	83	250	96	224	109	163	119	183	138	175	167	146		
1,00	Tous les niveaux desservis	400	211	57	190	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88	
			250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	211	57	190	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88	
			250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS															
vitesse (m/s)	Description	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Tous les niveaux desservis	630	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110	
			236	71	195	82	176	100	148	108	139	116	129	124			
			260	77	225	88	200	103	149	119	158	127	147	136			
			293	83	250	96	224	109	163	119	183	138	175	167	146		
1,00	Tous les niveaux desservis	400	211	57	190	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88	
			250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	211	57	190	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88	
			250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS															
vitesse (m/s)	Description	Charges minimales (kg)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
			4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Tous les niveaux desservis	630	188	64	164	73	148	81	136	88	126	95	117	103	109	110	
			236	71	195	82	176	100	148	108	139	116	129	124			
			260	77	225	88	200	103	149	119	158	127	147	136			
			293	83	250	96	224	109	163	119	183	138	175	167	146		
1,00	Tous les niveaux desservis	400	211	57	190	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88	
			250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188
1,60	1 niveau desservi sur 2	400	211	57	190	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88	
			250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	158	101	151
			286	70	253	79	230	87	213	94	200	100	189	106	179	112	169
			320	75	282	85	255	94	235	102	220	109	207	116	197	122	188



I- INTRODUCTION :

A la demande de notre client EURL PRIMOC, relative à l'étude de sol du terrain devant servir d'assise pour la réalisation d'une construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du première nécessité au lieu dit IHEDDADEN (en face hôtel royal) (w) Bejaia ;

Afin d'avoir une meilleure reconnaissance géotechnique et détecter le mode de fondation, à utiliser nous avons effectué une campagne géotechnique basée sur le programme suivant :

- ✓ Reconnaissances préliminaires
- ✓ Essais sur site
- ✓ Essais au laboratoire
- ✓ Conclusion

II- RECONNAISSANCES PRELIMINAIRES :

- Situation géographique :

Le site est destiné à recevoir une construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du premier nécessités à IHEDDADEN (en face hôtel royal) wilaya de Bejaia.

- Situation de site :

Voir le plan de masse et schéma de repérage des essais in-situ en annexe.

- Reconnaissances géologique de la région :

Suite à la visite effectuée sur site ainsi que la consultation de la carte géologique de la zone d'étude, on a constaté que la géologie de la région est constituée essentiellement par des sols sédimentaires dominés par le miocène et le crétacé supérieur

- ✓ Flysch.
- ✓ Brèches et argiles...

Afin de vérifier cette lithologie et d'examiner la capacité portante du sol nous avons réalisé des essais in situ et laboratoire.

III- CATEGORIE GEOTECHNIQUE :

Selon l'eurocode 7 et la norme NFP 94-250-1 le Projet en question (construction en R+14+2 entre sol avec commerce du première nécessité) est en classe GEOTECHNIQUE 2.

- Dans le cas d'ouvrage courant une grande surface, les points de reconnaissance peuvent être placés selon un maillage. La distance normales, les points de reconnaissance est de **20 à 40 m**. Lorsque les conditions de terrain sont uniformes, les forages ou les puits de reconnaissance peuvent être remplacé par des essais de pénétration ou des sondages géophysique ;

-Pour les semelles isolées et les fondations filantes, la profondeur des sondages ou des forages, au-dessous du niveau de fondation prévu est comprise normalement entre **1 fois et 3 fois** la largeur des éléments de la fondation. Il convient normalement de reconnaitre des profondeurs plus grande pour certains points de reconnaissance afin d'estimer les conditions de tassements et les problèmes éventuels liés aux souterrains ;

IV- PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

IV-1 - ESSAIS SUR SITE :

- Sondage carotté :

Une description visuelle des carottes prélevées nous ont permis d'établir la coupe stratigraphique qui est annexée à ce rapport.



Photo N°01 & 0 2 : Sondages Carottés (Sondeuse géotechnique).

La description des carottes prélevées montre que le sous sol du site est constitué de :

Sondage carotté :

0,00 – 1,00 m : Argile graveleuse marron-roux.

1,00 – 4,50 m : Argile brunâtre à matières organiques (petits cailloux fonds ; déchets; déchets de briques) qui est un remblai récent.

4,50 – 8,30 m : Argile brunâtre plastique ;

8,30 – 9,50 m: Argile brune avec des petits cailloux blancs.

9,50 – 13,70 m : Argile sableuse brunâtre puis caillouteuse, et de marne vasarde entre 10,7m et 11,20m.

13,70 – 15,00 m: Argile brunâtre a marron compacte.

- Essais au pénétromètre dynamique (PDL).

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à déterminer la résistance dynamique en un point d'un sol in situ, de vérifier l'homogénéité verticale et horizontale d'un sol et de niveau d'un substratum. Comme il peut nous renseigner aussi du niveau d'eau approché dans le cas superficiel.

Ces essais ont été réalisés sur l'ensemble de la surface du projet.

La résistance de pointe à la pénétration est donnée a partir de la formule de battage (Des Hollandais) suivant :

$$q_d = \frac{M}{e (M+M')} \times \frac{m g \times H}{A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe.

H : hauteur de chute

e : pénétration moyenne par coup.

G : accélération de la pesanteur.

M : Masse du mouton.

M' : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

Les résultats sous forme de graphes donnent la résistance de pointe en fonction de la profondeur sont jointes en annexe.

Ces essais ont étaient réalisés à laide d'un pénétromètre dynamique lord (PDL) de type BORROS.



Photo N°03 & 04 : Pénétrömètre dynamique lord (PDL) type BORROS

- Capacité portante de sol :

La contrainte limite de calcul **ql** à prendre en compte est évaluée a partir de la résistance à la pénétration la plus faible, en appliquant la formule suivante :

(D.T.U.13.12 règle pour le calcul des fondations superficielles)

$$ql = \frac{R_p}{(5 \text{ a } 7)}$$

De cette formule, nous pouvons estimer la contrainte admissible du sol qui est donnée

Par :

On obtient alors :

$$Q_{adm} = \frac{q_l}{F_s}$$

Avec $F_s = 3$ (coefficient de sécurité)

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{21}$$

Avec R_p : la résistance a la pointe.

- Interprétation des résultats :

Les essais pénétrometriques P1, P2 et P3 ont été poussées jusque à 10 mètre, sans refus le sol en place à une résistance homogène sur toute la surface. La contrainte admissible est estimée à 1,00 bar a partir de 5,00 m de profondeur par rapport à la cote de terrain actuel (présence des remblais).

- ESSAIS AU LABORATOIRE :

Pour vérifier la lithologie du sol remarquée visuellement au niveaux des caisses de sol récupérées lors des sondages carottés, nous avons prélevé des échantillons a des différents niveaux et sont soumis a des essais physico-mécaniques et analyses chimiques au niveaux de notre laboratoire.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Essais physico-mécaniques :

Caractéristiques mécaniques SC 01 (Prof : 2,00 - 2,00 m)	Echantillon N°01
Limite de liquidité WL	37,26
Limite de plasticité WP	23,15
Indice de plasticité IP	14,11
Indice de consistance IC	0,68
Caractéristiques mécaniques SC 01 (Prof : 3,00 – 3,40m)	
	Echantillon N°02
Limite de liquidité WL	37,14
Limite de plasticité WP	23,65
Indice de plasticité IP	13,58
Indice de consistance IC	0,88

L'essai montrent que le sol est une Argile peu plastique ;

Caractéristiques physiques	Echantillon N°03 (Prof : 1,20 – 1,40 m)	Echantillon N°04 (Prof : 2,50 2,60 m)
Teneur en eau naturelle (%)	13,44	21,44
Densité humide γ_h t/m ³	2,07	2,07
Densité sèche γ_d t/m ³	1,82	1,71
Teneur en eau de saturation ω_{sat} (%)	16,91	20,54

Caractéristiques physiques	Echantillon N°05 (Prof : 3,40 - 3,50m)	Echantillon N°06 (Prof : 4,50 - 4,60 m)
Teneur en eau naturelle (%)	16,28	26,22
Densité humide γ_h t/m ³	2,12	1,97
Densité sèche γ_d t/m ³	1,83	1,56
Teneur en eau de saturation ω_{sat} (%)	16,77	25,94
Caractéristiques physiques		
Caractéristiques physiques	Echantillon N°07 (Prof : 5,00 - 5,20 m)	Echantillon N°08 (Prof : 6,00 - 6,20 m)
Teneur en eau naturelle (%)	23,48	32,43
Densité humide γ_h t/m ³	2,04	1,95
Densité sèche γ_d t/m ³	1,65	1,47
Teneur en eau de saturation ω_{sat} (%)	22,56	29,79
Caractéristiques physiques		
Caractéristiques physiques	Echantillon N°09 (Prof : 7,00 - 7,85 m)	Echantillon N°10 (Prof : 9,70 - 9,85 m)
Teneur en eau naturelle (%)	22,46	20,03
Densité humide γ_h t/m ³	2,07	2,00
Densité sèche γ_d t/m ³	1,69	1,66
Teneur en eau de saturation ω_{sat} (%)	21,02	22,06

Les essais mécaniques SC 02:

Caractéristiques mécaniques SC 01 (Prof : 4,80 - 4,90 m)	Echantillon N°01
Cohésion : c_u	0,71 bar
Angle de frottement interne : ϕ_u	43,10 °

Analyse chimique de sol :

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés à différents profondeurs sont représentés dans le tableau suivant :

Résultats exprimés en % et en poids :

Sondage carotté	Profondeur	Sulfates So ₄ --	Carbonates CaCo ₃	Chlorures Cl-	Matières Organique
SC N° 01	(5,00 - 5,20 m)	0.2356	0.6658	0.1456	1.8256

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci-dessus, indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18-011 du 06/92.

L'échantillon N°10 :(5,00 - 5,200 m), est un sol faiblement organique (norme XPP 94-011).

V- ASPECT GEOPHYSIQUE ET STABILITE DU SITE :

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité IIa, d'après la classification du CGS (classification RPA 99, modifié en 2003).

Le sol est classé dans la catégorie S3 selon sa nature géotechnique.

VI - CAPACITE PORTANTE DES SOLS :

Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à partir de 5,00 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 1.5\text{bar}$.



VII- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir une construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du première nécessité à IHEDDADEN (en face de l'hôtel Royal) wilaya de Bejaia ;


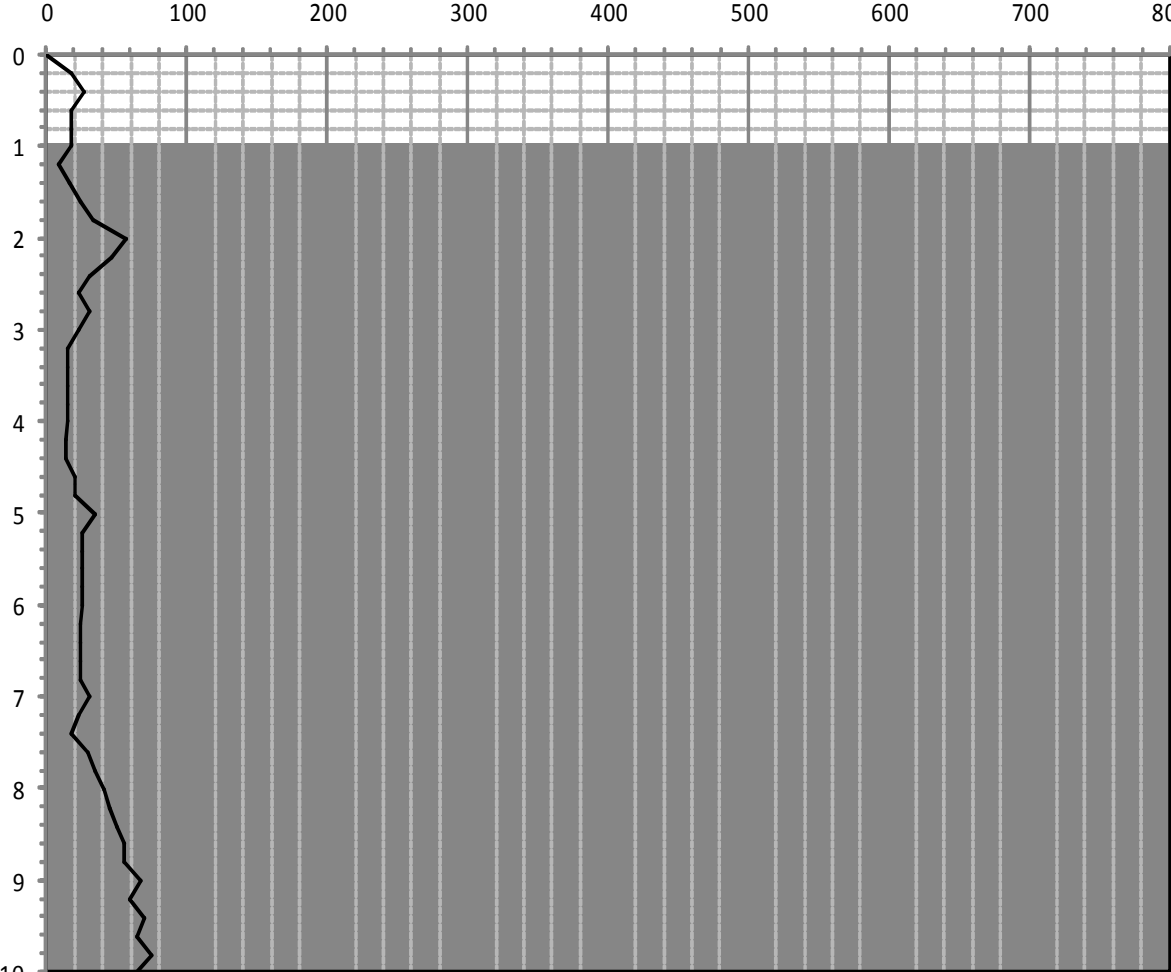
D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :


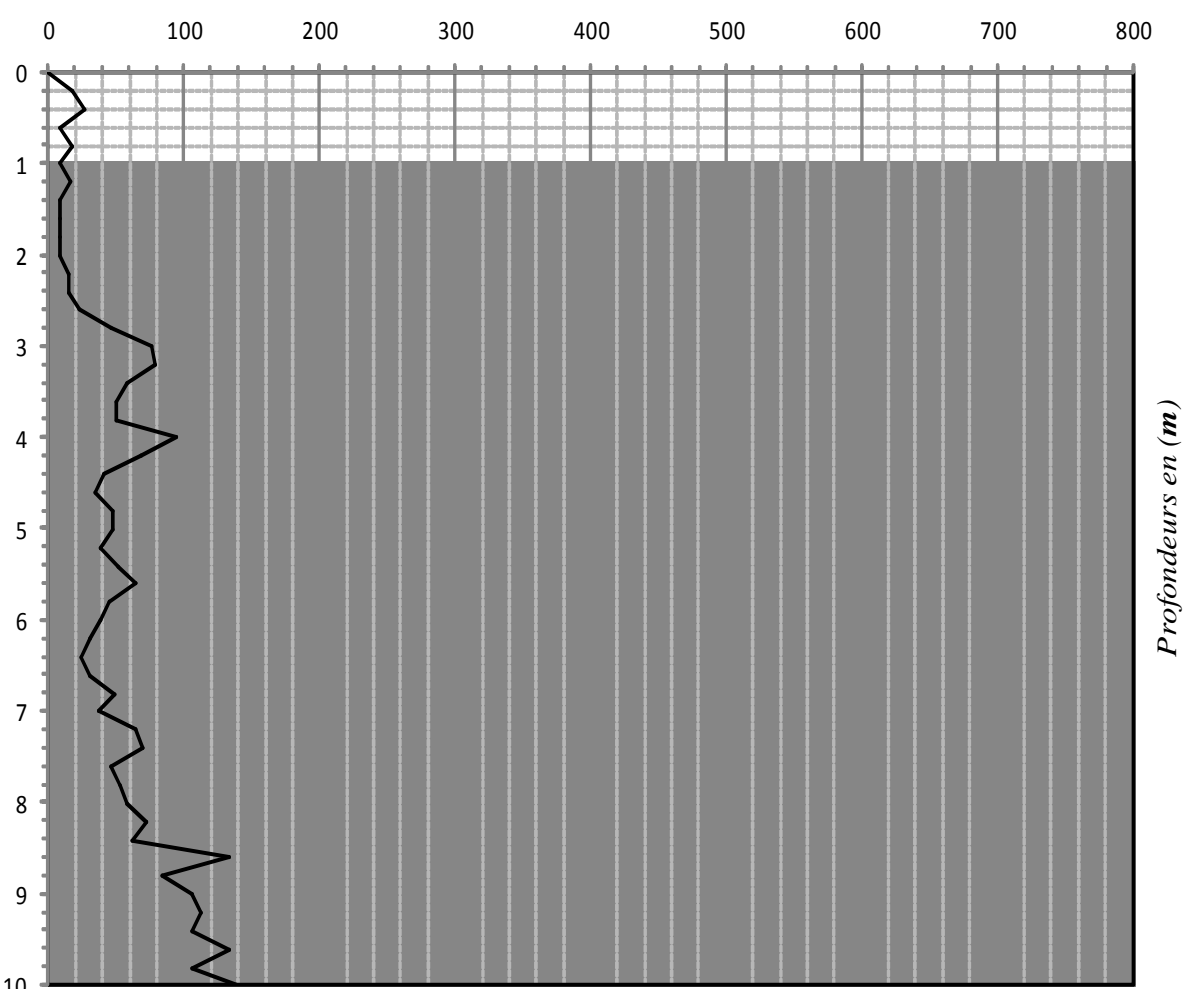
1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes à enregistrée des résistances de pointes faible en surface vu la présence des remblais récents sur site ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **5,00 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (présence de remblais) et de prendre comme contrainte admissible **$Q_{adm} = 1,00 \text{ bar}$** ;
3. Le site est situé sur un terrain plat, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport a la cote de terrain naturel et de la voie;
4. Un étaieement des parois est nécessaire pour éviter le glissement des berges des talus et d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure vu la nature de sol à rencontrer (remblais);
5. Nous constatons que la nature de ce terrain est constitué essentielles par des argiles brunâtres recouvertes par une couche de remblais en surface d'une épaisseur moyenne de 4.50m;
6. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
7. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S3** selon sa nature géotechnique ;
8. D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
9. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne **IIa**. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.


LE REDACTEUR DU RAPPORT

LE DIRECTEUR

ANNEXE

	SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTROLE TECHNIQUE LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTROLE L.T.N.C Bat « C », Cité 50/950 Logts BERCHICHE-EL KSEUR-(w) Bejaia-ALGERIE TEL / FAX : 034 25 32 92 Mobile : 0661 25 32 92 & 0661 25 32 93																
	DIAGRAMME	Date de l'essai : 17/01/2014															
	PENETROMETRIQUE	Opérateurs : Y / HADDI H / BOUHADOUF															
	NORME: NF P 94- 115	Dossier N°: 009/01/lab-sol/2014															
	Client : EURL PRIMOC																
	Projet : Construction en R+14+ 2 entre sol avec commerce du premier nécessités																
PDL N° : 01	Lieu : IHEDDADEN (en face hôtel royal) (w) Bejaia																
																	
<i>Résistance dynamique de pointe Rp (bar)</i>																	
<table border="1"> <tr> <td><u>Appareil:</u></td> <td colspan="2"><u>Caractéristiques:</u></td> </tr> <tr> <td>Pénétromètre dynamique</td> <td>Nature de pointe : pêrdue</td> <td>Hauteur de chute : 75 cm</td> </tr> <tr> <td>lourd classe "B"</td> <td>Masse du mouton : 63,5 Kg</td> <td>Section de la pointe : 20 cm²</td> </tr> <tr> <td>Genre: BORROS</td> <td>Masse d'une tige : 6,18 Kg</td> <td>Enfoncement par palier de : 20 cm</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Masses supplémentaires : 25,58 Kg</td> <td></td> </tr> </table>			<u>Appareil:</u>	<u>Caractéristiques:</u>		Pénétromètre dynamique	Nature de pointe : pêrdue	Hauteur de chute : 75 cm	lourd classe "B"	Masse du mouton : 63,5 Kg	Section de la pointe : 20 cm²	Genre: BORROS	Masse d'une tige : 6,18 Kg	Enfoncement par palier de : 20 cm		Masses supplémentaires : 25,58 Kg	
<u>Appareil:</u>	<u>Caractéristiques:</u>																
Pénétromètre dynamique	Nature de pointe : pêrdue	Hauteur de chute : 75 cm															
lourd classe "B"	Masse du mouton : 63,5 Kg	Section de la pointe : 20 cm²															
Genre: BORROS	Masse d'une tige : 6,18 Kg	Enfoncement par palier de : 20 cm															
	Masses supplémentaires : 25,58 Kg																

	SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTROLE TECHNIQUE LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTROLE L.T.N.C Bat « C », Cité 50/950 Logts BERCHICHE-EL KSEUR-(w) Bejaia-ALGERIE TEL / FAX : 034 25 32 92 Mobile : 0661 25 32 92 & 0661 25 32 93	
	DIAGRAMME	Date de l'essai : 17/01/2014
	PENETROMETRIQUE	Opérateurs : Y / HADDI H / BOUHADOUF
	NORME: NF P 94- 115	Dossier N°: 009/01/lab-sol/2014
	Client : EURL PRIMOC	
	Projet : Construction en R+14+ 2 entre sol avec commerce du premier nécessités	
PDL N° : 02	Lieu : IHEDDADEN (en face hôtel royal) (w) Bejaia	
		
<i>Résistance dynamique de pointe R_p (bar)</i>		
Appareil:	Caractéristiques:	
Pénétromètre dynamique	Nature de pointe : pérdue	Hauteur de chute : 75 cm
lourd classe "B"	Masse du mouton : 63,5 Kg	Section de la pointe : 20 cm²
Genre: BORROS	Masse d'une tige : 6,18 Kg	Enfoncement par palier de : 20 cm
	Masses supplémentaires : 25,58 Kg	

	SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTROLE TECHNIQUE LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTROLE L.T.N.C Bat « C », Cité 50/950 Logts BERCHICHE-EL KSEUR-(w) Bejaia-ALGERIE TEL / FAX : 034 25 32 92 Mobile : 0661 25 32 92 & 0661 25 32 93	
	DIAGRAMME	Date de l'essai : 27/02/2014
	PENETROMETRIQUE	Dossier N°: 009/02/lab-sol/2014
	NORME: NF P 94- 115	Client : EURL PRIMOC
	PDL N° : 03	Projet : Construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du premier nécessités
	Lieu : IHEDDADEN (en face hôtel royal) (w) Bejaia	
	Opérateurs : Y / HADDI H / BOUHADOUF	



Appareil:	Caractéristiques:	
Pénétromètre dynamique	Nature de pointe : pérdue	Hauteur de chute : 75 cm
lourd classe "B"	Masse du mouton : 63,5 Kg	Section de la pointe : 20 cm²
Genre: BORROS	Masse d'une tige : 6,18 Kg	Enfoncement par palier de : 20 cm
	Masses supplémentaires : 25,58 Kg	

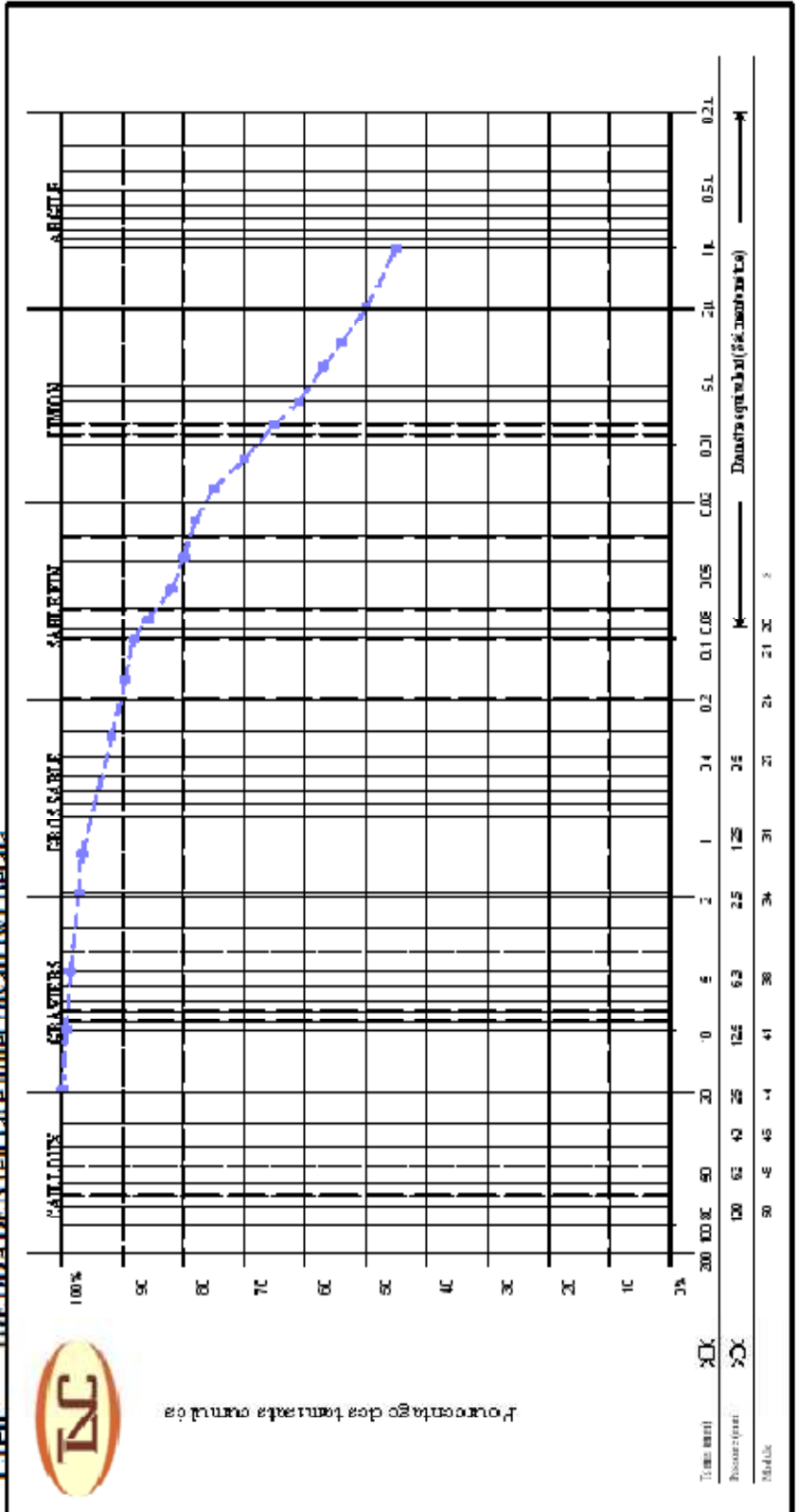
ANALYSE GRANULOMETRIQUE - Normes NFP 94 056 et 94 057

Prof : (3,00 - 3,40) m

Client: EURL PRIMOC

Projet: Construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du premier nécessités

Lieu: THEDDADEN (en face hôtel royal) Bejaia



— Argile graveleuse marron-roux.

	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg HIF P 94 - 51																			
Client : EURL PRIMOC Projet : Construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du premier nécessités Endroit : IHEDDADEN (en face hôtel royal) (w) Bejaia Matériaux : Argile graveleuse marron-roux.																				
N° Projet : 009/01/lab-sol/2014	Echantillon N°01	Prof : 2,00 - 2,00 m																		
Limite de Liquidité (%) : WL = 37,28 Limite de Plasticité (%) : WP = 23,15 Indice de Plasticité (%) : IP = 14,11		Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 21,4 % Indice de consistance : Ic = 0,65																		
		<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th style="width: 50%;">Ech N°</th> <th style="width: 50%;">W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">0,69</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	0,69												
Limite de plasticité																				
Ech N°	W (%)																			
1	0,69																			
Remarque : L'essai montrent que le sol este une argile peu plastique ;																				
Préparé par : H BELHATRI	Date :	Approuvé par : IHADDI																		
		Date :																		

© SNC LTNC 2007

	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg IIF P 94 - 51																						
Client : EURL PRIMOC Projet : Construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du premier nécessités Endroit : IHEDDADEN (en face hôtel royal) (w) Bejaia Matériaux : Argile graveleuse marron-roux.																							
N° Projet : 009/01/lab-sol/2014		Echantillon N°01	Prof : 3,00 – 3,40m																				
Limite de Liquidité (%): WL = 37,14 Limite de Plasticité (%): WP = 23,65 Indice de Plasticité (%): IP = 13,58		Teneur en eau naturelle (%): Weau = 21,4 % Indice de consistance : Ic = 0,88																					
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">0,69</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>			Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	0,69														
Limite de plasticité																							
Ech N°	W (%)																						
1	0,69																						
Remarque : L'essai montrent que le sol este une argile peu plastique ;																							
Préparé par : H.BELHATRI		Date :	Approuvé par : IHADDI																				
		Date :	Date :																				

		<h2 style="margin: 0;">RAPPORT DE FORAGE</h2> <p style="margin: 0;">Sondage : SC N°01</p>										
<p>Projet : Construction en R + 14 + 2 entre sol avec commerce du premier nécessités</p>					<p>Dossier N° : 009/01/lab-sol/2014 Client : EURL PRIMOC</p>							
<p>Date début : Date fin : Profondeur forée (a) : 15,0 m Niveau d'eau (a) :</p>		<p>Coordonnées GPS: X : Y : Z :</p>		<p>Boue de forage : BENTONITE Type forage : ROTATIF Forme : SONDEUSE GEOTECHNIQUE</p>	<p>Endroit : IHEDDADEN (w) Bejaia</p> <p>Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Perdu <input type="checkbox"/> Carotte <input type="checkbox"/></p>							
Echelle (m)	Elévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Type carotier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION
			25 50 75 100									
1.0												Argile graveleuse marron-roux.
2.0												Argile brunâtre à matière organiques (petits cailloux fonds ; déchets; déchets de briques). qui est un remblai récent.
3.0												
4.0												
5.0												Argile brunâtre plastique.
6.0												
7.0												
8.0												
9.0												Argile brune avec des petits cailloux blancs.
10.0												
11.0												Argile sableuse brunâtre; puis caillouteuse, et de marne vasarde entre 10,7m et 11,20m.
12.0												
13.0												
14.0												Argile brunâtre à marron compacte.
15.0												Fin du forage à une profondeur de 15,0 m
16.0												
REMARQUES :					TYPE D'ECHANTILLON :			ABREVIATIONS :				
					CP : Carotte brute TB : Tête agnostique PD : Tête apertive de CR : Tête carotier TO : Tête ouvert			AD : Analyse granulométrique O : Ombre de sol L : Unités d'Analyse (UL, PL) VE : Teneur en eau Fz : Pâte standard (de, Oh) AC : Analyse chimique CD : Classification CPT TR : Classification TRM PC : Perte lors de la compression OBR : Ombre de sol GC : Conductivité P : Perte d'humidité				
Préparé par : H.BELHATRI					Vérifié par : IDADDI			Page : 1 de 1				

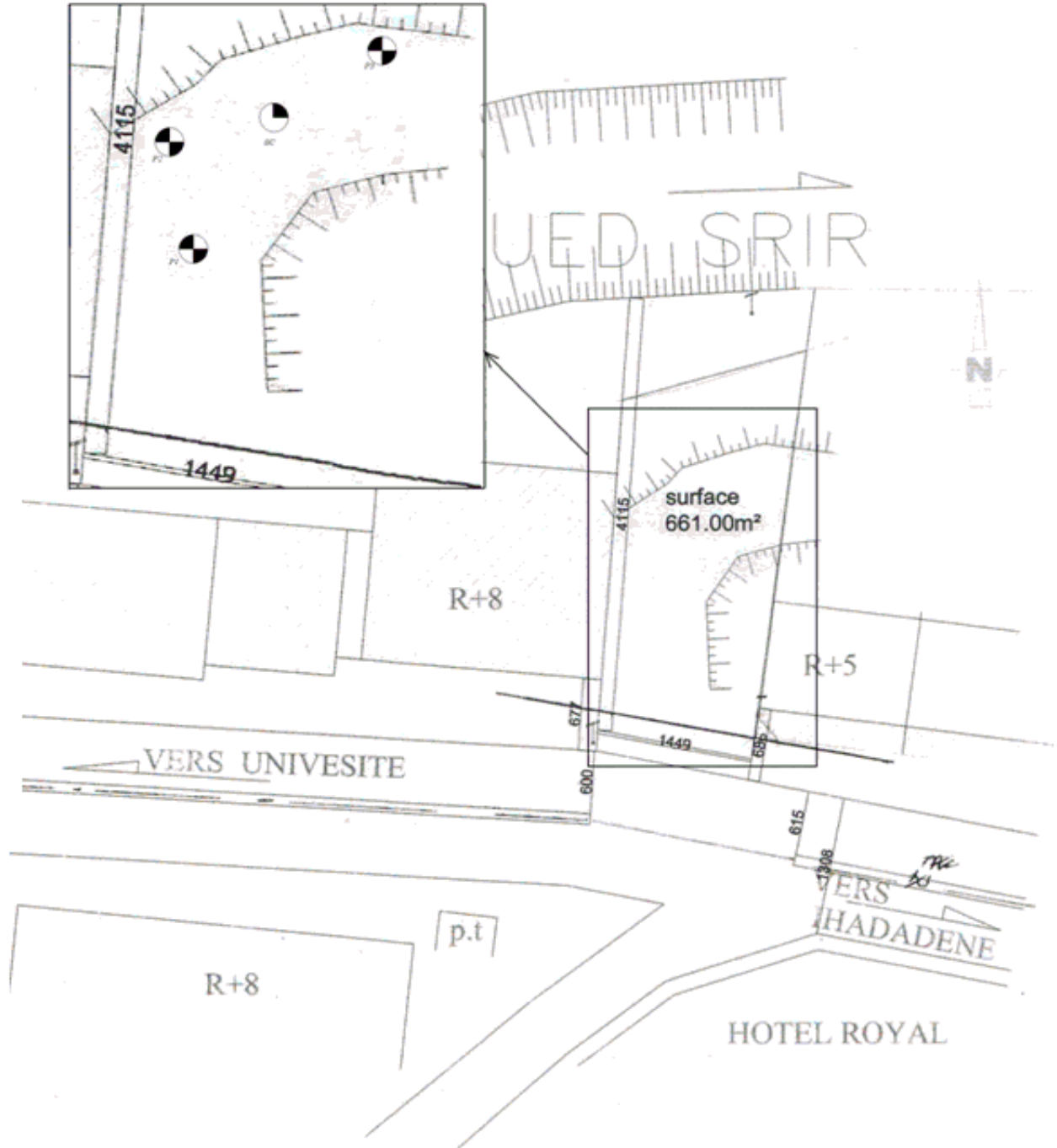


SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTROLE TECHNIQUE
 LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTROLE
L.T.N.C



Bat « C », Cité 50/950 Logts BERCHICHE-EL KSEUR-(w) Bejaia-ALGERIE

TEL / FAX : 034 25 32 92

Mobile : 0661 25 32 92 & 0661 25 32 93



Légende :

-  : Points pénétrométriques.
-  : Sondage carotté