

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche Scientifique

UNIVERSITE M'HAMED BOUGUERRA BOUMERDES

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du diplôme
Master En Génie Civil
Option : structure**

Thème

**Étude d'un bâtiment (RDC+Service+10 étages+2 Attiques
avec 2 sous-sols) à usage d'habitation et commerce
contreventé par des voiles et des portiques.**



Présenté par :
M: GUITI Omar
M: ELGADIR Zoheir

Encadré par :
M: HAMADOUCHE



Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force, la patience et le courage nécessaires afin de mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites tout au long de nos études.

*Nos profondes remerciements et reconnaissances à notre promoteur **M^r HAMADOUCHE**, qui nous a guidé tout au long du travail ainsi que les soutiens scientifiques et morales qu'il nous a apporté.*

*Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de CTC et particulièrement **M^r MOKADAM** et **M^r KOUNTAR** qui m'ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*

Nous remercions également les membres des jurys qui nous ont fait honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Dédicaces

Je dédie ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité.

A mon très cher père qui m'a aidé durant toute ma vie.

A mes chers frères et sœurs et leurs enfants.

Famille et mes amis.

A mon binôme et sa famille.

A mes amis de GC promotion 2018/2019

GUITLO

Dédicaces

Je dédie ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité.

A mes très chers parents qui m'ont aidé durant toute ma vie.

A mes chers frères et sœurs et leurs enfants.

Mes amis.

A mon binôme et sa famille.

A mes amis de GC promotion 2018/2019

ELGADIR.Z



SOMMAIRE

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

1.1	Introduction.....	1
1.2	Intervenants du projet	1
1.3	Caractéristiques géométriques du bâtiment	1
1.4	Eléments de l'ouvrage	2
1.5	Réglementation utilisée.....	3
1.6	Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
1.7	Hypothèses de calcul en béton armé.....	8

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges.

2.1	Introduction.....	9
2.2	Les Planchers	9
2.3	L'Escalier	12
2.4	Descente des charges :	14
2.5	Pré dimensionnement des poutres.....	17
2.6	Pré dimensionnement des Poteaux	18
2.7	Pré dimensionnement des voiles.....	23

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires.

3.1	Introduction.....	24
3.2	Calcul de l'acrotère	24
3.3	Calcul des escaliers.....	29
3.4	Étude des planchers à corps creux	38
3.5	Étude de la dalle salle machine.....	52
3.6	Plancher en dalle pleine	56
3.7	Calcul du Balcon.....	60

Chapitre 4 : L'étude dynamique et sismique.

4.1	Introduction.....	65
4.2	Etude dynamique	65
4.2.1	Objectif d'étude dynamique:.....	65
4.2.2	Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis.....	65
4.2.3	Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	75
4.2.3.1	Le centre de masse	75

SOMMAIRE

4.2.3.2	Le centre de torsion.....	76
4.2.3.3	Excentricité	76
4.2.3.4	Périodes de vibration / Participation massiques.....	77
4.2.4	Analyse des résultats	77
4.3	Etude sismique.....	78
4.3.1	Introduction	78
4.3.2	Les méthodes de calcul: (A4.1.1./RPA99/2003).....	78
4.3.2.1	Méthode statique équivalente	79
4.3.2.2	La méthode modale spectrale (A4.1.3./RPA99/2003).....	82
4.3.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	83
4.3.3	Choix de la méthode de calcul	83
4.3.3.1	Domaine d'application de la méthode statique équivalente	83
4.3.4	Vérifications des exigences de RPA99/2003	84
4.3.4.1	Résultante des forces sismiques de calcul	84
4.3.4.2	Justification de système de contreventement.....	84
4.3.4.3	Calcul de l'effort tranchant modal à la base : d'après le RPA99/V 2003.....	85
4.3.4.4	Combinaison des réponses modales : (Art 4,3.5 ; RPA 99).....	85
4.3.4.5	Vérification des déplacements inter-étage	86
4.3.4.6	Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/2003)	88
4.3.4.7	Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/2003 Art 7.4.3.1)	89
4.3.4.8	Vérification de la stabilité au renversement.....	90

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants.

5.1	Introduction.....	91
5.2	Ferrailage des poteaux	91
5.3	Ferrailage des poutres	102
5.4	Ferrailage des voiles.....	109
5.5	Ferrailage des linteaux.....	117

Chapitre 6 : L'étude de l'infrastructure.

6.1	Introduction.....	122
6.2	Type des fondations	122
6.3	Etude du sol	122
6.3.1	Conclusion et recommandation du rapport d'étude du sol.....	122
6.4	Choix de type fondation.....	124

SOMMAIRE

6.4.1	Semelles filantes	124
6.4.2	Radier générale	124
6.4.3	Pré dimensionnement du radier	124
6.4.4	Déterminations des charges et des surcharges	127
6.4.5	Vérifications	128
6.4.6	Ferraillage de radier	130
6.4.7	Ferraillage de nervure.....	133
6.4.8	Vérification des contraintes à l'ELS :	136
6.5	Ferraillage du débord :.....	138
6.6	Etude de voile périphérique	139
6.6.1	Introduction	139
6.6.2	Pré dimensionnement	139
6.6.3	Calcul de la poussée des terres :.....	140
6.6.4	Combinaison fondamentale :.....	140
6.6.5	Calcul des sollicitations :.....	140
6.6.6	Calcul du ferraillage :.....	141
6.6.7	Vérification de l'effort tranchant.....	142
6.6.8	Vérification à L'E.L.S	142

Conclusion général.

Bibliographie

Annexes.

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

Figure 1.1 : Plan de situation représente l'emplacement de projet.....	1
Figure 1.2 : vu le bâtiment en 3D	1
Figure 1.3 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	6
Figure 1.4 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS	6
Figure 1.5 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	7

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges.

Figure 2.1 : Vue 3D du plancher	9
Figure 2.2 : Plancher à corps creux.....	10
Figure 2.3 : Dimensions d'une poutrelle.	10
Figure 2.4 : Escaliers	12
Figure 2.5 : Escaliers à trois volées.....	13
Figure 2.6 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible	14
Figure 2.7 : Détail des constituants du plancher étage courant	15
Figure 2.8 : coupe de l'acrotère.....	17
Figure 2.9 : Dimensions de poutre	17
Figure 2.10 : Poteau central	19
Figure 2.11 : voile.....	23

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires.

Figure 3.1 : Schéma statique et diagrammes des efforts	24
Figure 3.2 : Section à ferrailer	25
Figure 3.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	28
Figure 3.4 : volée (I) en 3D.....	29
Figure 3.5 : Ferrailage escaliers Volée I	32
Figure 3.6 : Ferrailage escaliers Volée I en 3D.....	33
Figure 3.7 : Ferrailage de l'escalier volée II	33
Figure 3.8 : Schéma statique de la Poutre brisée	34
Figure 3.9 : Poutre brisée en 3D	34
Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier.....	37
Figure 3.11 : Schéma d'une Poutre	38
Figure 3.12 : Moments sur une poutre à plus de deux travées	39

Figure 3.13 : Moments sur une poutre à deux travées.....	39
Figure 3.14 : Treillis soudés	51
Figure 3.15 : Schémas de ferrailage de plancher corps creux étage commerce en 3D.....	51
Figure 3.16 : Ferrailage de la dalle machine.	55
Figure 3.17 : Ferrailage de la dalle machine en 3D.....	56
Figure 3.18 : Ferrailage de la dalle.....	59
Figure 3.19 : Ferrailage de la dalle en 3D	59
Figure 3.20 : Schémas statique du balcon	60
Figure 3.21 : Schémas statique du balcon	61
Figure 3.22 : Schémas de ferrailage de balcon	64
Figure 3.23 : Schémas de ferrailage de balcon en 3D.....	64

Chapitre 4 : L'étude dynamique et sismique.

Figure4.1 : présentation de logiciel ETABS	67
Figure 4.2 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.....	67
Figure 4.3 : modification des hauteurs d'étage	68
Figure 4.4 : Modification des grilles.....	68
Figure 4.5 : introduction des propriétés mécanique du béton	69
Figure 4.6 : Définitions des sections Frame POTEAUX.....	69
Figure 4.7 : Définitions des sections Frame POUTRES.....	70
Figure 4.8 : Définition Les éléments de type area.	70
Figure 4.9 : La disposition des voiles.....	71
Figure 4.10 : Aperçu du bâtiment dans ETABS en 2D et 3D.....	71
Figure 4.11 : Encastrement.....	71
Figure 4.12 : les charges statiques G et Q.....	72
Figure 4.13 : la masse source	72
Figure 4.14 : Spécification des charges surfaciques	72
Figure 4.15 : Exemples de chargement des éléments « Frame ».	73
Figure 4.16 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le R.P.A99/2003	73
Figure 4.17 : définition de fonction sismique spectre.....	73
Figure 4.18 : la force sismique suivant x.....	74
Figure 4.19 : la force sismique suivant y.....	74

Figure 4.20 : combinaison d'action.....	74
Figure 4.21 : diaphragme	75
Figure 4.22 : Lancer l'analyse de la structure	75
Figure 4.23 : Spectre de réponse	83

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants.

Figure 5.1 : Sollicitations du poteau	91
Figure 5.2 : Exemple de Ferrailages des poteaux (Coupe verticale).....	100
Figure 5.3 : Ferrailages des poteaux.....	101
Figure 5.4 : Sollicitations de la poutre	102
Figure 5.5 : Ferrailages de la poutre principale de (35X55).	107
Figure 5.6 : Ferrailages des poutres secondaires (30X 40).	108
Figure 5.7 : Arrêt des barres.....	108
Figure 5.8 : Ferrailages des poutres en 3D.....	108
Figure 5.9 : Sollicitations des voiles..	109
Figure 5.10 : Différents cas de contraintes.....	110
Figure 5.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	111
Figure 5.12 : montre la disposition et la nomenclature des voiles.....	113
Figure 5.13 : Exemple de Ferrailage de voile (voile V14 RDC).	117
Figure 5.14 : schéma De Linteau et les Trumeaux.....	117
Figure 5.15 : schéma de Linteau avec des efforts tranchant.....	118
Figure 5.16 : Exemple de Ferrailage du linteau.	121
Figure 5.17 : Exemple de Ferrailage du linteau en 3D.....	121

Chapitre 6 : L'étude de l'infrastructure.

Figure 6.1 : Modèle d'infrastructure.	123
Figure 6.2 : Vue en plan du S. Sol.....	123
Figure 6.3 : schéma de radier nervuré..	125
Figure 6.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	126
Figure 6.5 : Dimensionnement de radier nervuré.....	126
Figure 6.6 : sollicitations à la base du radier.....	127
Figure 6.7 : Diagramme de réaction du sol par des charges horizontales.	128
Figure 6.8 : Le schéma du ferrailage de la dalle du radier.....	132

LISTE DES FIGURES

Figure 6.9 : Le schéma du ferrailage de la dalle du radier en 3D.	133
Figure 6.10 : Dimensions des nervures	133
Figure 6.11 : Diagramme des moments à L'ELU (X-X).....	135
Figure 6.12 : Diagramme des moments à L'ELS (X-X).	135
Figure 6.13 : Diagramme des moments à L'ELU (Y-Y).	135
Figure 6.14 : Diagramme des moments à L'ELS (Y-Y).	135
Figure 6.15 : Dimensions des nervures	138
Figure 6.16 : schéma statique de débord.	139
Figure 6.17 : Schéma statique d'un voile périphérique.	143
Figure 6.18 : Schéma statique d'un voile périphérique.	143

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges.

Tableau 2.1 : Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse	14
Tableau 2.2 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage.....	15
Tableau 2.3 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage service.	15
Tableau 2.4 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage commerce	15
Tableau 2.5 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage 1 sous-sol.....	16
Tableau 2.6 : Chargement (permanent et d'exploitation) du sous-sol.....	16
Tableau 2.7 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de la mure extérieure.	16
Tableau 2.8 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de Palier.....	16
Tableau 2.9 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de Paillasse.	17
Tableau 2.10 : La descente de charge pour le poteau le plus sollicité	20
Tableau 2.11 : Dimensionnement des poteaux.	21
Tableau 2.12 : vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux.....	22
Tableau 2.13 : résultat de vérification aux exigences de l’RPA..	22

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires.

Tableau 3.1 : Sollicitations dans l’acrotère.....	25
Tableau 3.2 : Géomètre de l’acrotère.....	25
Tableau 3.3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	26
Tableau 3.4 : Charges et surcharge des volées d’escalier.	29
Tableau 3.5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage Vole (I)	30
Tableau 3.6 : armatures longitudinales dans la poutre brisée.....	35
Tableau 3.7 : Vérification des contraintes dans le béton.....	36
Tableau 3.8: Les Types de poutrelles..	40
Tableau 3.9 : Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.	40
Tableau 3.10 : Sollicitations de la poutrelle T4 dans le plancher terrasse inaccessible.....	42
Tableau 3.11 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher étage courant.....	43
Tableau 3.12 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher étage courant.....	43
Tableau 3.13 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher R.D.C.	43
Tableau 3.14 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher R.D.C.	44
Tableau 3.15 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher étage service.....	44
Tableau 3.16 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher service	44
Tableau 3.17 : Sollicitations maximales dans les poutrelles.....	44

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux 3.18 : Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en travée.....	46
Tableaux 3.19 : Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui.....	46
Tableau 3.20 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	47
Tableau 3.21 : calcul des sections d'armatures des poutrelles.	49
Tableau 3.22 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.	50
Tableau 3.23 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).....	53
Tableau 3.24 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).	53
Tableau 3.25 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.	53
Tableau 3.26 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens	55
Tableau 3.27 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).....	57
Tableau 3.28 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)	57
Tableau 3.29 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	57
Tableau 3.30 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.	58
Tableau 3.31 : Evaluation des charges de Balcons..	60
Tableau 3.32 : Evaluation des charges de garde de corps.	60
Tableau 3.33 : Les moments et les efforts tranchant.....	61
Tableau 3.34 : Ferrailage a l'ELU.....	62

Chapitre 4 : L'étude dynamique et sismique.

Tableau 4.1 : Les poids et centre de gravité de la structure.	76
Tableau 4.2 : périodes, modes et participation massique.	77
Tableau 4.3 : Les modes de vibration de la structure.....	78
Tableau 4.4 : Coefficients d'accélération de zone A.	79
Tableau 4.5 : $Q = 1.25$ « pour les deux sens».	79
Tableau 4.6 : Détermination de « β » selon le tableau 4.5 (R.P.A99/2003).....	80
Tableau 4.7 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	81
Tableau 4.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	84
Tableau 4.9 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.....	85
Tableau 4.10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.	85
Tableau 4.11: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	85
Tableau 4.12 : Combinaison des réponses.....	86
Tableau 4.13 : Déplacement inter-étage dans le sens 'XX'.	87
Tableau 4.14 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'.	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.15: Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.	88
Tableau 4.16 : Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.....	89
Tableau 4.17 : Vérifications de l'effort normal réduit.	89
Tableau 4.18 : Vérification de non renversement..	90

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants.

Tableau 5.1 : Situation durable et accidentelle.	91
Tableau 5.2 : Les efforts obtenus par ETABS.	92
Tableau 5.3 : Ferrailage maximale et minimale.	93
Tableau 5.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	94
Tableau 5.5 : Espacements maximaux selon RPA99.....	96
Tableau 5.6: Choix des armatures transversales pour les poteaux.	96
Tableau 5.7: Vérification des contraintes pour les poteaux..	97
Tableau 5.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux..	98
Tableau 5.9 : Armatures longitudinales des poutres principales non lié au voile.....	103
Tableau 5.10 : Armatures longitudinales des poutres principales lié au voile.....	103
Tableau 5.11 : Armatures longitudinales des poutres secondaires non lié au voile.....	103
Tableau 5.12 : Armatures longitudinales des poutres secondaires lié au voile.....	103
Tableau 5.13 : Armatures longitudinales des poutres de chinage.	104
Tableau 5.14 : Vérification de la condition de non fragilité.....	105
Tableau 5.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	105
Tableau 5.16 : Vérification de la contrainte d'adhérence.	105
Tableau 5.17 : Vérification des contraintes.....	106

Chapitre 6 : L'étude de l'infrastructure.

Tableau 6.1 : Type de fondation adopté..	124
Tableau 6.2 : Combinaison des efforts.....	127
Tableau 6.3 : Les coordonnées du centre de gravité du radier.	129
Tableau 6.4 : Vérification des contraintes.....	129
Tableau 6.5 : Sollicitations.	129
Tableau 6.6 : Vérification des contraintes.	130
Tableau 6.7 : Évaluation des moments M_x , M_y	131
Tableau 6.8 : Le ferrailage à L'ELU.	132

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6.9 : Vérification à l'ELS..	132
Tableau 6.10 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens X-X (ELU).	134
Tableau 6.11 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens X-X (ELS).	134
Tableau 6.12 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens Y-Y (ELU).	134
Tableau 6.13 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens Y-Y (ELS).	134
Tableau 6.14 : Ferrailage des nervures longitudinales.	136
Tableau 6.15 : Ferrailage des nervures transversales.	136
Tableau 6.16 : Vérification des contraintes Sens x-x.	137
Tableau 6.17 : Vérification des contraintes Sens y-y.	137
Tableau 6.18 : Schémas de ferrailage des nervures..	138
Tableau 6.19 : valeurs des moments.	141
Tableau 6.20 : Ferrailage du voile périphérique à l'ELU.	141
Tableau 6.21 : Ferrailage du voile périphérique à l'ELS.	142
Tableau 6.22 : Vérification des contraintes à l'ELS.	142

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules

A	Coefficient d'accélération de zone,
A_s	Aire d'une section d'acier
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
N	Effort normal
T	Effort Tranchant, période
V_0	Effort tranchant a la base
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême
e	épaisseur
f_e	limite d'élasticité de l'acier

LISTE DES SYMBOLES

f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales

En minuscules

$\emptyset$	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement
σ_c	Contrainte de consolidation
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne

Introduction générale

Le projet porte sur une étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial ; constitué de deux sous-sol et d'un RDC (Commerce) + service + 10 étages+ 2Attiques, implanté à la commune de BOUMERDES sachant que cette région est classée en zone III de forte sismicité selon le RPA99 version 2003.

En se référant aux différents documents techniques réglementaires en vigueur, en appliquant ces référentiels pour le calcul de structures ainsi que pour la vérification de la résistance du béton armé (RPA99V2003, CBA93 et B.A.E.L91 modifié99) ; Il est à noter que cette étude est composée de SIX(06) chapitres:

Le premier chapitre comprend la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le deuxième chapitre qui est réservé pour le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

Le troisième chapitre comprenant l'étude des éléments secondaires (poutrelles préfabriquée, escaliers, acrotère, ascenseur, plancher, balcon, dalle pleine).

Dans le quatrième chapitre on expose l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel ETABS permettant la détermination des différentes sollicitations dues aux différents cas de chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, Linteaux) est exposée dans le cinquième chapitre.

En ce qui est des éléments d'infrastructure (radier général, voile périphérique) sont exposés dans le dernier chapitre.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction

Le présent projet qui a été proposé par l'organisme de contrôle technique CTC-DRC de Boumerdes qui comporte la conception et l'étude d'un bâtiment (RDC commerce + service + 10 étages +2 attiques Avec 2 sous-sol à usage d'habitation, implanté à Boumerdes (Foes). Cette région est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le Règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ **groupe 2** ”, car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.



Figure 1.1 : Plan de situation représente l'emplacement de projet.

1.2 Intervenants du projet

Les principaux acteurs qui interviennent sur le projet sont :

- Maitre d'ouvrage : Promoteur FARAH Rachid.
- Le Maitre de l'œuvre : BET/EL KENZ Boumerdes.
- L'Organisme de contrôle technique: CTC–DRC Boumerdes.
- Bureau d'étude géotechnique : Laboratoire LMBTP TIZI OUAZOU.
- Entreprise de réalisation : ETB-TC, FARAH RACHID.

1.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

1.3.1 En plan

- Longueur totale: 26.86 m.
- Largeur totale: 25.05m.

1.3.2 En élévation

- Hauteur du RDC : 3.06 m.
- Hauteur d'étage service : 2.04 m.
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- Hauteur d'étage 1^{er} Attique : 3.06 m.
- Hauteur d'étage 2^{eme} Attique : 2.72 m
- Hauteur du sous-sol : 3.60 m.
- Hauteur totale : 41.48 m de super structure.
- Hauteur totale : 6.12 m d'infrastructure.



Figure 1.2 : vu le bâtiment en 3D.

1.3.3 Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone sismique (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.5$ bars.

1.4 Eléments de l'ouvrage

1.4.1 Contreventement

Le système de contreventement est constitué de voile en béton armé associés à des portiques.

Le rôle porteur vis à vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales et verticales.

1.4.2 Les planchers

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique: les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents Étages.
- **planchers à corps creux**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- **Dalle pleine en béton armé**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, ainsi que les balcons.

1.4.3 Maçonnerie

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse :

-Murs extérieurs à double cloison

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm.

-Murs intérieurs

- Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm.

1.4.4 Les revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.

- Plâtre pour les plafonds.
- Carrelage pour les planchers.

1.4.5 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et contre- marche) qui passe à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

1.4.6 Les voiles

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

1.4.7 Les balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleines.

1.4.8 L'acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

1.4.9 Infrastructure

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

1.4.10 Système de coffrage

On utilise des coffrages métalliques et classiques (en bois) pour les poteaux, poutres et les voiles.

1.5 Réglementation utilisée

- RPA (règle parasismiques algériennes 99 version 2003).
- CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- BAEL 91 (règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).

1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.6.1 Introduction

Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique, Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

1.6.2 Béton

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

-Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions, de ciment, de granulats (graviers, sable), d'eau et éventuellement des adjuvants.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

-Résistance du béton

-Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours d'âge, Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa, on trouve } f_{tj} = 2.10 \text{ MPa}$$

-Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

-Module d'élasticité instantanée « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \epsilon$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000 \left(f_{cj} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa})$$

-Module d'élasticité différé « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \xi)$ d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 \left(f_{cj} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818.90 \text{ MPa} \end{cases}$$

-Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} \text{ avec } = \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{Allongement relative de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU (béton fissuré)

$\nu = 0.2$ à l'ELS (béton non fissuré)

-Poids volumique

Nous adoptons la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

-Les contraintes limites de calcul**-Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ avec } \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

	γ_b	$f_{bu} \text{ (MPa)}$
situations durables ou transitoires	1.50	14.17
situations accidentelles	1.15	18.48

La valeur de θ est donnée par le tableau suivant

Durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée	θ
> 24 h	1
Entre 1 h et 24 h	0.90
< 1 h	0.85

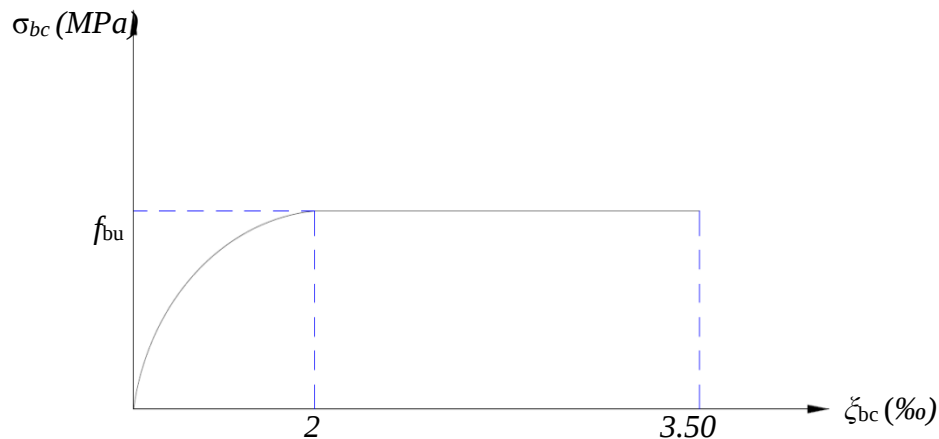


Figure 1.3 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

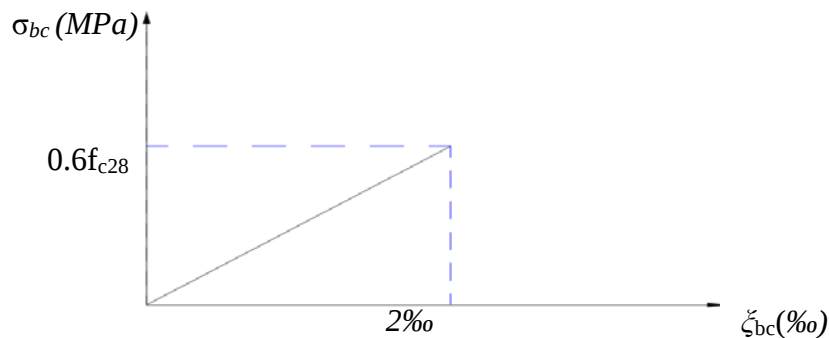


Figure 1.4 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

1.6.3 Aciers

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses ($\emptyset$) FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) FeE40 et FeE50.
- Treillis soudés (TS) TLE52 $\emptyset = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

-Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L) $FeE24$ ($f_e=235MPa$)
- Barres à haute adhérence (HA) $f_e=400MPa$ et $f_e=500MPa$.
- Treillis soudés (TS) $f_e=520MPa$.

-Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10 \times 10^5 MPa$$

-Les contraintes limites de calcul**1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant

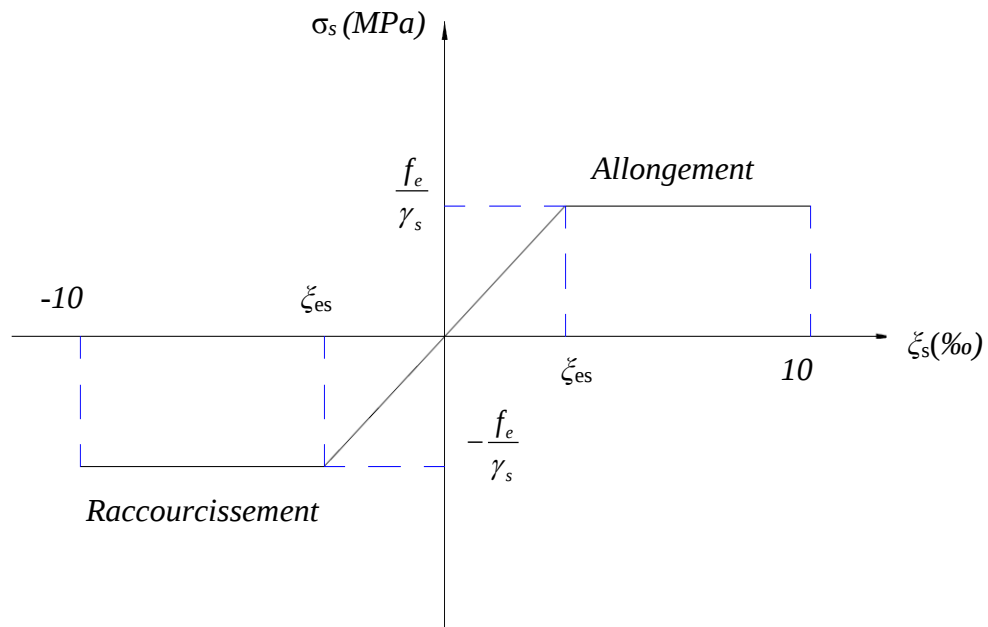


Figure 1.5 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_{bc} : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \rightarrow \zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

σ_s : Contrainte de l'acier, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas des situations durable ou transitoires} \\ 1.00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

Pour les aciers $FeE400$, $\zeta_{es} = 1.74 ‰$

Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = \xi \text{ (MPa)} = 201.6 \text{ (MPa)}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0.8 \xi \text{ (MPa)}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration, $\eta = \begin{cases} 1.00 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ 1.60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$

Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad \begin{cases} n : \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s : \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b : \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

1.7 Hypothèses de calcul en béton armé

1.7.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier, Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton, a pour valeur : $n = E_s / E_b = 15$.

1.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5 ‰ ... en flexion et 2 ‰ ... en compression centrée.

Chapitre 2

Pré dimensionnement et descente des charges

2.1 Introduction

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les planchers.
- les escaliers.
- les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

Le pré dimensionnement des éléments se base sur le principe de la descente des charges et les surcharges verticales qui agissant directement sur la stabilité et résistance de l'ouvrage et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur (**BEAL 91 modifié 99**) et vérifier selon le règlement (**RPA 99 version 2003**).

2.2 Les Planchers

Les planches sont définies comme étant des éléments horizontaux assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) et aussi une isolation thermique, phonique, acoustique, coupe-feu et étanchéité.

2.2.1 Planchers en corps creux

On a choisi des planchers en corps creux sur le 1^{er} sous-sol, RDC, étage service et étages courant et attiques, il est constitué de:

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

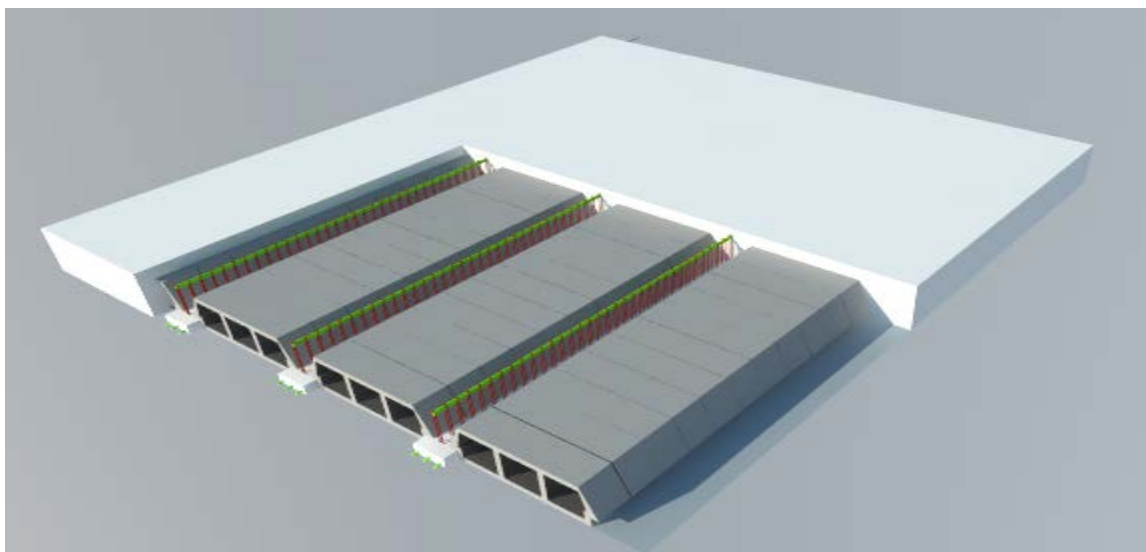


Figure 2.1 : Vue 3D du plancher.

• Hauteur du plancher

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (717, 430) \Rightarrow L = 430\text{cm}$$

$$e \geq \frac{430}{22.5} = 19.11\text{cm}$$

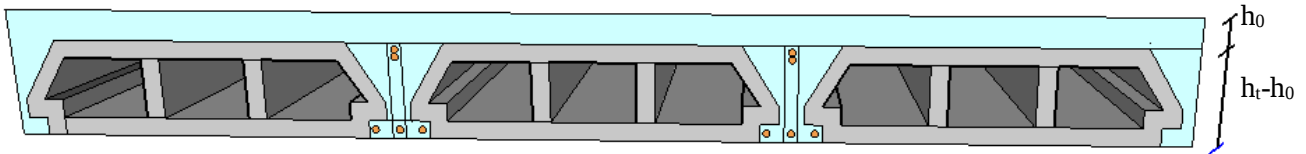


Figure 2.2 : Plancher à corps creux.

h_t : L'épaisseur totale du plancher.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

Donc, on adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de : $h_t = 20\text{cm} \Rightarrow (16 + 4)\text{cm}$

$h_t = 20\text{cm}$

• Les Poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis)

$$h_t = 20\text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16\text{cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4\text{cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12\text{ cm}$

Selon le B.A.E.L 83

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

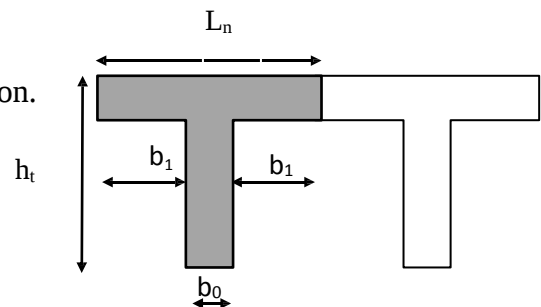


Figure 2.3 : Dimensions d'une poutrelle.

Avec :

L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 65cm.

Donc pour $L_n = 65 \text{ cm}$ et $L = 430 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 26.5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm.} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{cases}$$

$b_1 = \min(26.5 ; 43 ; 32)$ **On prendra donc $b_1 = 26.5 \text{ cm}$.**

$$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm.}$$

2.2.2 Plancher dalle pleine

La dalle pleine coulée sur place présente deux inconvénients principaux : une durée de mise en œuvre importante provoquée par la mise en place et le retrait des coffrages et par la confection de l'armature, et surtout un poids élevé nécessitant des fondations conséquentes, en particulier pour les immeubles comportant des nombreux étages.

- **planchers en dalle pleine sur le 2^{ème} sous-sol**

L'épaisseur des planchers dalle pleine dépend des conditions suivantes :

Condition d'isolation acoustique :

Pour le respect d'une bonne isolation contre les bruits aériens :

- ✓ Contre les bruits aériens : $P_{\text{plancher}} \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \dots\dots e = 16 \text{ cm.}$
- ✓ Contre les bruits d'impacts : $P_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \dots\dots e = 14 \text{ cm.}$

Condition de sécurité contre l'incendie :

- ❖ Pour une heure de coupe-feu : $e = 7 \text{ cm.}$
- ❖ Pour deux heures de coupe-feu : $e = 11 \text{ cm.}$

Condition de non dépassement de la flèche :

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable.

Toutes les dalles sont appuyées sur 3 et 4 cotés, on a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} l_x : \text{le plus petit côté de la dalle.} \\ l_y : \text{le plus grand coté de dalle.} \end{cases}$$

e : épaisseur de la dalle.

- ❖ Si $\rho < 0.4$: la dalle porte sur un seul sens $\Rightarrow e \geq l_x/30$.

❖ Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte sur deux sens $\Rightarrow e \geq l_x/40$.

Dans notre cas on a : $\begin{cases} l_x = 4.60\text{m.} \\ l_y = 5.5\text{m.} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0.836 \Rightarrow$: la dalle porte sur deux sens.

Donc: $e \geq l_x/40 = 11.5\text{cm}$.

Conclusion :

e=25cm

2.3 L'Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontale et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secoure en cas d'urgence.

Pour tous les étages. Il se compose :

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

Les escaliers ont pour but d'assurer la circulation verticale entre les niveaux du bâtiment, pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de **BLONDEL** soit vérifiée :

$$57 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 64 \text{ cm}$$

- h : est la hauteur de la contre marche $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.
- g : le giron qui est la longueur de la marche $g \geq 25 \text{ cm}$.

➤ **Pour les étages de hauteur 3.06m**

-**Hauteur de la contre marche :**

$$H=3.06 \Rightarrow h = H / n = 3.06 / 18 = 0.17 \text{ m}$$

n : nombre de contre marches.

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

-**Le giron :**

$$57 - 2h \leq g \leq 64 - 2h$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

Conclusion: $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = 0.17/0.3 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ.$$

On a trois volées comme suit :

- Deux volées de hauteur $H=1.19 \text{ m}$ dites : Volée 01
- Une petite volée de hauteur de $H=0.68 \text{ m}$ dite : Volée 02

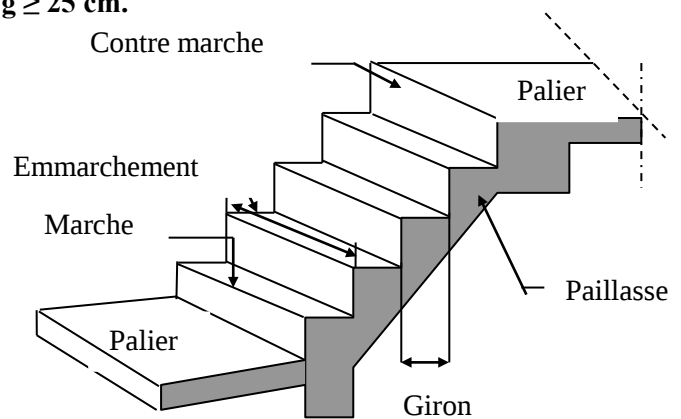


Figure 2.4 : Escaliers.

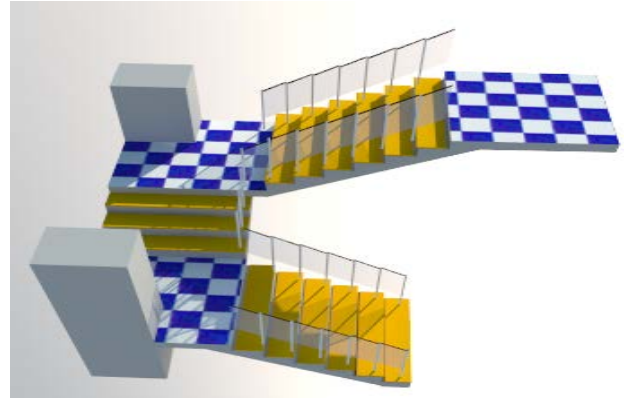
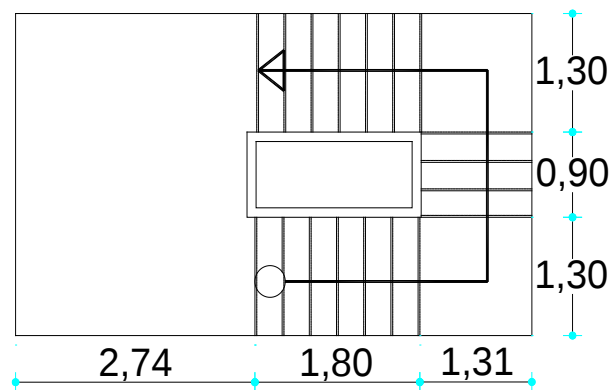


Figure 2.5 : Escaliers à trois volées.

-Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier :

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

Volé 1

- nombre de contre marches $n=119/17=7$
- nombre de marches $N= n-1= 7-1= 6$
- L'épaisseur de la paillasse

$$585/30 \leq e \leq 585/20 \Rightarrow 19.5 \text{ cm.} \leq e \leq 29.25 \text{ cm.}$$

Volé 2

- nombre de contre marches : $n = 0.68/17 = 4$
- nombre de marches $N = n-1 = 4-1 = 3$
- L'épaisseur de la paillasse

$$350/30 \leq e \leq 350/20 \Rightarrow 11.66 \text{ cm.} \leq e \leq 17.5 \text{ cm.}$$

Conclusion : on adopté Épaisseur de la paillasse

➤ Pour l'étage service de hauteur 2.04m

- Hauteur de la contre marche :

$$H=2.04 \Rightarrow h = H / n = 2.04 / 12 = 17\text{cm}$$

n : nombre de contre marches.

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

- Le giron :

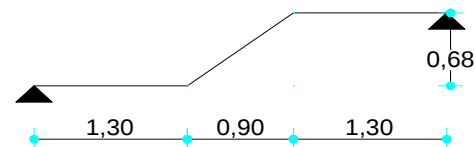
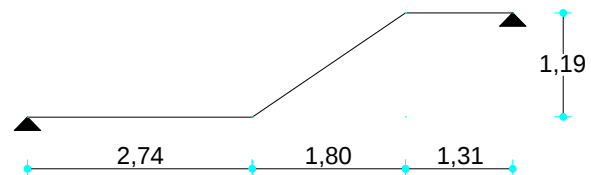
$$57 - 2h \leq g \leq 64 - 2h$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

Conclusion : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = 0.17/0.3 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

Deux volées de hauteur $H= 2.04 / 2= 1.02 \text{ m}$



e=20cm

-Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier :

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

- nombre de contre marches : $n = 1.02/17 = 6$
- nombre de marches $N = n - 1 = 6 - 1 = 5$
- L'épaisseur de la paillasse

$$585/30 \leq e \leq 585/20 \Rightarrow 19.5 \text{ cm.} \leq e \leq 29.25 \text{ cm.}$$

Conclusion : on adopté Épaisseur de la paillasse

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

2.4 Descente des charges :**2.4.1 Les Planchers****a. Plancher terrasse inaccessible**

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux sur montée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

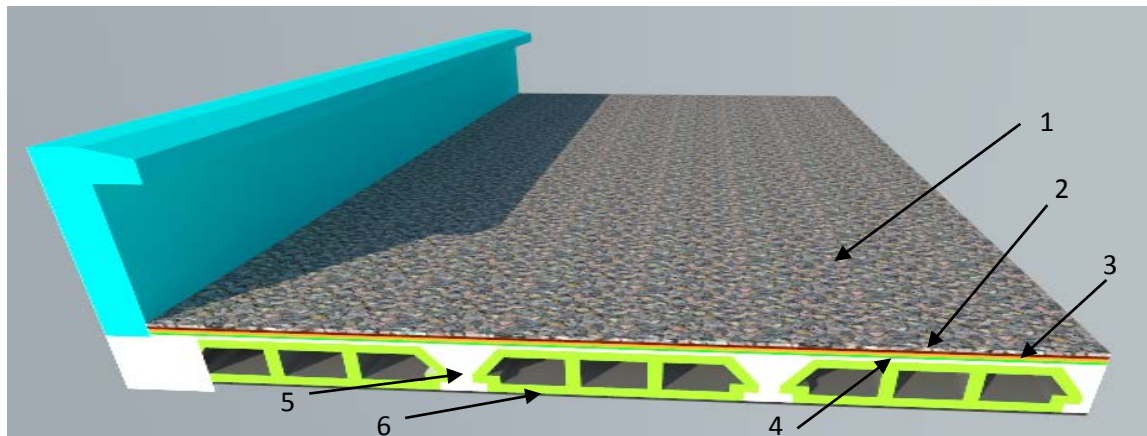


Figure 2.6 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Plancher terrasse inaccessible			
CHARGEMENT	1-	Gravions roule de protection (4 cm).	0.80kN/m ²
	2-	Étanchéité multicouche (2 cm).	0.12kN/m ²
	3-	Forme de pente (10 cm).	2.2kN/m ²
	4-	Isolation thermique en liège (4 cm).	0.03kN/m ²
	5-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2.8kN/m ²
	6-	Enduit sous plafond en ciment (2 cm).	0.36kN/m ²
Charge permanente totale G = 6.31kN/m ²			
Charge d'exploitation Q = 1kN/m ²			

Tableau 2.1 : Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.

b. Plancher étage courant

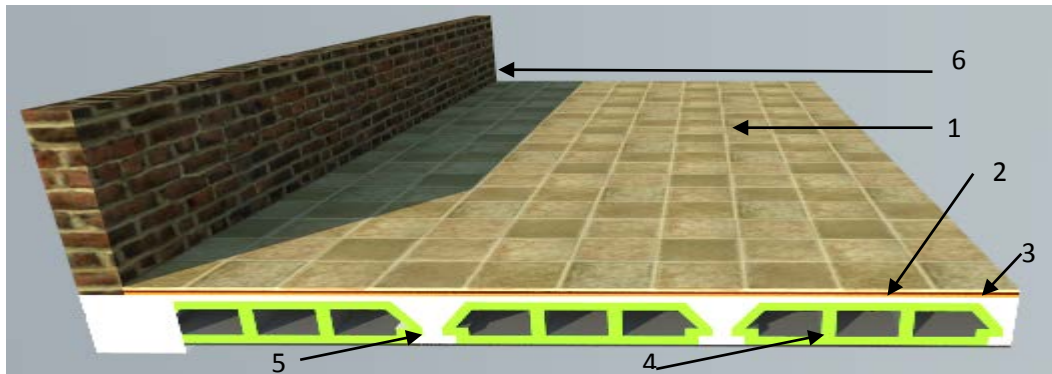


Figure 2.7 : Détail des constituants du plancher étage courant.

Plancher étage courant (habitation)			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0.44 kN/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0.40 kN/m ²
	3-	Lit de sable (2 cm).	0.38 kN/m ²
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2.8kN/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0.20 kN/m ²
	6-	Cloison de séparation	1 kN/m ²
Charge permanente totale G = 5.22kN/m ²			
Charge d'exploitation Q = 1.5kN/m ²			

Tableau 2.2 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage courant.

c. Plancher étage service

Plancher étage service			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0.44 kN/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0.40 kN/m ²
	3-	Lit de sable (2 cm).	0.38 kN/m ²
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2.8kN/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0.20 kN/m ²
	6-	Cloison de séparation	1 kN/m ²
Charge permanente totale G = 5.22kN/m ²			
Charge d'exploitation Q = 2.5kN/m ²			

Tableau 2.3 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage service.

d. Plancher étage commerce

Plancher étage commerce			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0.44 kN/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0.40 kN/m ²
	3-	Lit de sable (2 cm).	0.38 kN/m ²
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2.8kN/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0.20 kN/m ²
	6-	Cloison de séparation	1 kN/m ²
Charge permanente totale G = 5.22kN/m ²			
Charge d'exploitation Q = 5kN/m ²			

Tableau 2.4 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage commerce.

j. Plancher sous-sol 1

Plancher sous-sol 1			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0.44 kN/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0.40 kN/m ²
	3-	Lit de sable (2 cm).	0.38 kN/m ²
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2.8kN/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0.20 kN/m ²
	6-	Cloison de séparation	1 kN/m ²
Charge permanente totale G = 5.22kN/m ²			
Charge d'exploitation Q = 5kN/m ²			

Tableau 2.5 : Chargement (permanent ou d'exploitation) du plancher étage 1 sous-sol.

h. Plancher sous-sol 2

Plancher sous-sol 2		
3-	Revêtement bicouches.	0.08 kN/m ²
4-	Plancher à dalle pleine (25) cm.	6.25kN/m ²
5-	Enduit de ciment (2 cm).	0.36 kN/m ²
Charge permanente totale G = 6.69kN/m ²		
Charge d'exploitation Q = 5kN/m ²		

Tableau 2.6 : Chargement (permanent et d'exploitation) du sous-sol.

2.4.2 Mur extérieur

Mur extérieur de 30cm (double paroi)			
CHARGEMENT	1-	cloisons extérieures (15cm)	1.30 kN/m ²
	2-	vide d'aire (5cm)	0.00 kN/m ²
	3-	cloisons intérieures	0.90 kN/m ²
	4-	enduit extérieur en ciment	0.36 kN/m ²
	5-	enduit intérieur en plâtre	0.20 kN/m ²
	La charge totale		2.76 kN/m ²

Tableau 2.7 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de la mure extérieure.

2.4.3 L'escalier

Palier			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2cm)	0.44 kN/m²
	2-	Mortier de pose (2cm)	0.4 kN/m²
	3-	Dalle plein (20cm)	5 kN/m²
	4-	Enduit en ciment (2cm)	0.4 kN/m²
	Charge permanente totale G = 6.24kN/m²		
	Charge d'exploitation Q = 2.5kN/m²		

Tableau 2.8 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de Palier.

Paillasse			
CHARGEMENT	1-	Poids de la paillasse (25x 0.2/ cos 29.54)	5.75 kN/m ²
	2-	Poids de la marche (22x 0.17/2)	1.87 kN/m ²
	3-	Carrelage (e = 2cm)	0.44 kN/m ²
	4-	Mortier de pose (e = 2 cm)	0.40 kN/m ²
	5-	Enduit en plâtre	0.20 kN/m ²
Charge permanente totale G = 8.66kN/m ²			
Charge d'exploitation Q = 2.5kN/m ²			

Tableau 2.9 : Chargement (permanent ou d'exploitation) de Paillasse.

2.4.4 Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale, dont les dimensions représenté sur la figure suivante.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

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

- **Charge Permanente :**

- **Poids propre :** $G = \gamma_b \times S \times 1$

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

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

- **Enduit de ciment :** $G = \gamma_c \times e$

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

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

- **La Surcharge d'exploitation :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$

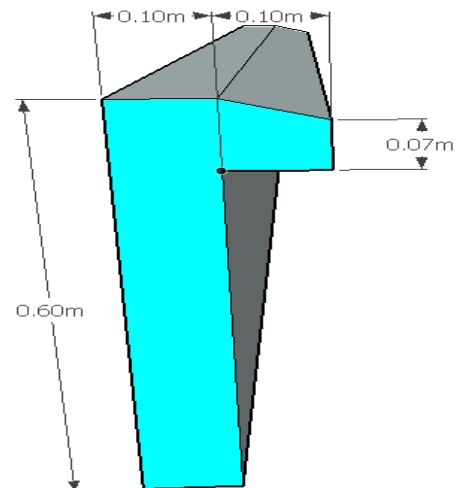


Figure 2.8 : coupe de l'acrotère.

2.5 Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées, Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

2.5.1 Pré dimensionnement des poutres principales [P.P]

a. Critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h < b \leq 0.8h \end{array} \right.$$

Avec :

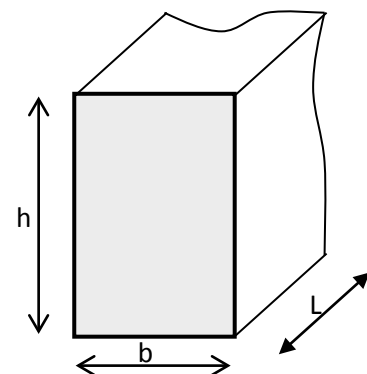


Figure 2.9 : Dimensions de poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la longueur de la poutre.

$$\text{Pour } L = 717 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 48 \leq h \leq 71.7 \rightarrow h = 55 \text{ cm.} \\ 16.5 < b \leq 44 \rightarrow b = 35 \text{ cm.} \end{cases}$$

b. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 55 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ (55/35) = 1.57 \leq 4 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

$$(35 \times 55) \text{ cm}^2$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est

2.5.2 Pré dimensionnement des Poutres secondaires [P.S]

a. Critère de rigidité :

$$\text{Pour } L = 430 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 28.67 \leq h \leq 43 \rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 12 < b \leq 32 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1.33 \leq 4 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

$$(30 \times 40) \text{ cm}^2$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est

2.6 Pré dimensionnement des Poteaux

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant le poteau le plus sollicités de la structure.

b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003"

c. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

❖ **Selon le BAEL 91 :**

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée :

$$N_u \leq \alpha \left[B_r \times \frac{f_{c28}}{0.9\delta_b} + \frac{Af_e}{\delta_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$B_r = (b - 0.02) \times (a - 0.02)$ pour une section rectangulaire.

$B_r = (a - 0.02)^2$ pour une section carrée.

$$\delta_b = 1.5$$

$$\delta_s = 1.15$$

α : coefficient qui est fonction de l'élancement géométrique λ

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Puisque la structure est implantée dans une zone de forte sismicité (zone III); Le % min=0.9% de la section du béton (Selon le **l'article 7.4.2.1 du RPA 2003**).

$$\Rightarrow \frac{A}{B_r} = 0.9 \% \quad \text{et donc} \quad \Rightarrow A = 0.009 B_r$$

En remplaçant dans la formule on obtient :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\delta_b} + \frac{0.009 f_e}{\delta_s} \right]}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Pour éviter le flambement on prend :

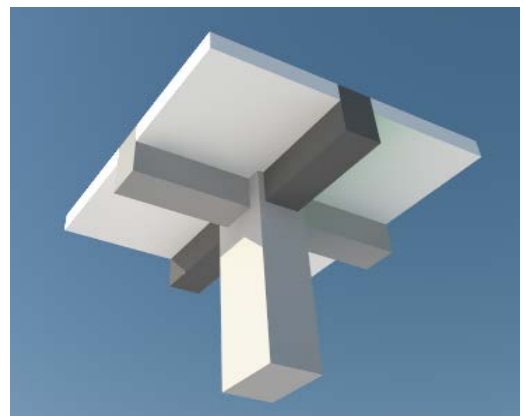


Figure 2.10 : Poteau central.

$$\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\beta} = 0.708$$

$$B_r \geq 0.64 N_u$$

$$\text{Avec } N_u = 1.1 \times 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

1.1 : 10% en plus pour prendre en compte le poids propre du poteau

Poteau central :

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité :

$$S_{pl} = (2.175 + 1.825) \times (2.915 + 2.4) = 21.26 \text{ m}^2$$

$$S_{maj} = 1.1 \times 21.26 = 23.386 \text{ m}^2 \text{ (1.1 coef de majoration)}$$

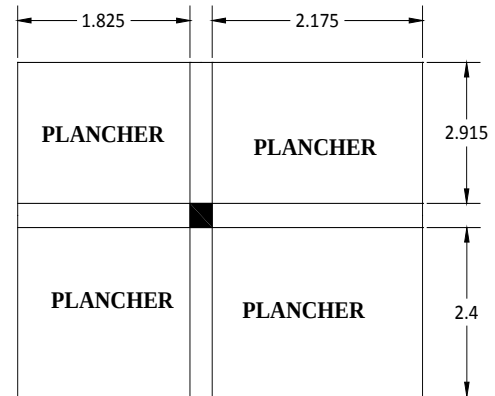


Tableau 2.10 : La descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Niv	G(KN)					Q (KN)				Nu (KN)
	Plancher		poutre		G cumulé (KN)	Q (KN/m²)	Q cumu (KN/m²)	S (m²)	Qcumu (KN)	
	G (KN/m²)	S (m²)	Pp (KN)	Ps (KN)						
2ATTI	6.31	23.38	16.64	12.75	176.96	1	1	23.386	23.39	297.86
1ATTI	5.22	23.38	16.64	12.75	328.42	1.5	2.5	23.386	58.47	575.40
10	5.22	23.38	16.64	12.75	479.89	1.5	3.85	23.386	90.04	847.68
9	5.22	23.38	16.64	12.75	631.35	1.5	5.05	23.386	118.10	1114.70
8	5.22	23.38	16.64	12.75	782.82	1.5	6.1	23.386	142.65	1376.46
7	5.22	23.38	16.64	12.75	934.28	1.5	7	23.386	163.70	1632.96
6	5.22	23.38	16.64	12.75	1085.75	1.5	7.75	23.386	181.24	1884.19
5	5.22	23.38	16.64	12.75	1237.21	1.5	8.46	23.386	197.85	2134.03
4	5.22	23.38	16.64	12.75	1388.68	1.5	9.28	23.386	217.02	2387.72
3	5.22	23.38	16.64	12.75	1540.14	1.5	10.05	23.386	235.03	2639.65
2	5.22	23.38	16.64	12.75	1691.60	1.5	10.9	23.386	254.91	2894.39
1	5.22	23.38	16.64	12.75	1843.07	1.5	11.73	23.386	274.32	3148.44
Ser	5.22	23.38	16.64	12.75	1994.53	1.5	13.16	23.386	307.76	3423.52
RDC	5.22	23.38	16.64	12.75	2146.00	2.5	16.12	23.386	376.98	3752.28
1SS	5.22	23.38	16.64	12.75	2297.46	5	18.98	23.386	443.87	4077.53
2SS	6.69	23.38	16.64	12.75	2453.61	5	21.74	23.386	508.41	4406.22

Tableau 2.11 : Dimensionnement des poteaux.

	Nu (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	a x b (cm ²)
2ATTI	297.86	190.63	15.81	45 55
1ATTI	575.40	368.26	21.19	45 55
10	847.68	542.52	25.29	50 60
9	1114.70	713.41	28.71	50 60
8	1376.46	880.94	31.68	50 60
7	1632.96	1045.09	34.33	55 70
6	1884.19	1205.88	36.73	55 70
5	2134.03	1365.78	38.96	55 70
4	2387.72	1528.14	41.09	60 80
3	2639.65	1689.38	43.10	60 80
2	2894.39	1852.41	45.04	60 80
1	3148.44	2015.00	46.89	60 90
Ser	3423.52	2191.06	48.81	60 90
RDC	3752.28	2401.46	51.00	60 90
1SS	4077.53	2609.62	53.08	60 90
2SS	4406.22	2819.98	55.10	60 90

II.5.2. Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } l_f = 0.7l_0 \quad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

λ :Élancement.

l_f : Longueur de flambement.

$i_{\min}$: Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

S : Section du poteau.

	Type de poteau	S (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	I	i	λ	$\lambda < 35$
2ATTI	45 55	0.2	2.81	1.967	0.0027	0.1155	17.03	Vérifiée
1ATTI	45 55	0.2	3.06	2.142	0.0027	0.1155	18.55	Vérifiée
10	50 60	0.3	3.06	2.142	0.0090	0.1732	12.37	Vérifiée
9	50 60	0.3	3.06	2.142	0.0090	0.1732	12.37	Vérifiée

8	50 60	0.3	3.06	2.142	0.0090	0.1732	12.37	Vérifiée
7	55 70	0.385	3.06	2.142	0.0157	0.2021	10.60	Vérifiée
6	55 70	0.385	3.06	2.142	0.0157	0.2021	10.60	Vérifiée
5	55 70	0.385	3.06	2.142	0.0157	0.2021	10.60	Vérifiée
4	60 80	0.48	3.06	2.142	0.0256	0.2309	9.28	Vérifiée
3	60 80	0.48	3.06	2.142	0.0256	0.2309	9.28	Vérifiée
2	60 80	0.48	3.06	2.142	0.0256	0.2309	9.28	Vérifiée
1	60 90	0.54	3.06	2.142	0.0365	0.2598	8.24	Vérifiée
SERVICE	60 90	0.54	2.04	1.428	0.0365	0.2598	5.50	Vérifiée
RDC CO	60 90	0.54	3.06	2.142	0.0365	0.2598	8.24	Vérifiée
1SS	60 90	0.54	3.06	2.142	0.0365	0.2598	8.24	Vérifiée
2SS	60 90	0.54	3.06	2.142	0.0365	0.2598	8.24	Vérifiée

Tableau 2.12 : vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux.

II.5.3. Vérification des conditions de « RPA99 version 2003 »

Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec $(a ; b)$: dimensions de la section et h_e : hauteur d'étage.

Poteau	1 ^{er} et 2 ^{ème} sous-sol, Rdc , ser et 1 ^{ème} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} Et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} , 9 ^{ème} 10 ^{ème} étage	1 ^{er} , 2 ^{ème} Attique
Min $(b \times h) \geq 30\text{cm}$	90×60	80×60	70×55	60×50	55×45
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3
$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$	1.5	1.33	1.27	1.2	1.22
Vérifiée					

Tableau 2.13 : résultat de vérification aux exigences de l'RPA.

2.7 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé ayant deux rôles :

Le contreventement : qui est l'action de transmettre les charges horizontales aux fondations et de limiter les flèches horizontales du bâtiment.

La résistance aux charges et surcharges verticales : suivant le critère de l'isolation acoustique et la protection contre l'incendie.

D'après l'article 7.7.1 du RPA2003 :

On considère comme voile les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$.

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur de l'étage.

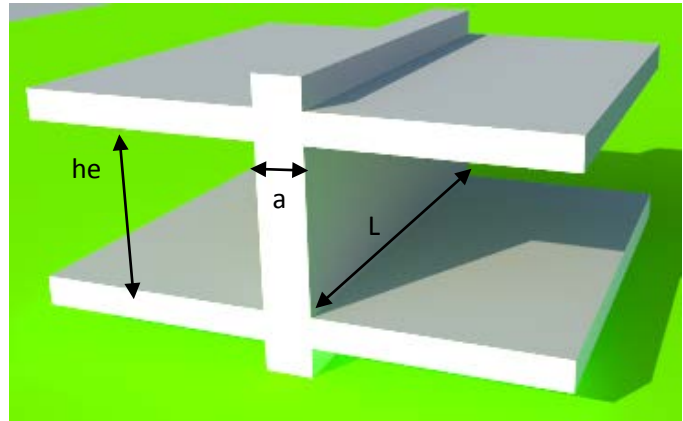
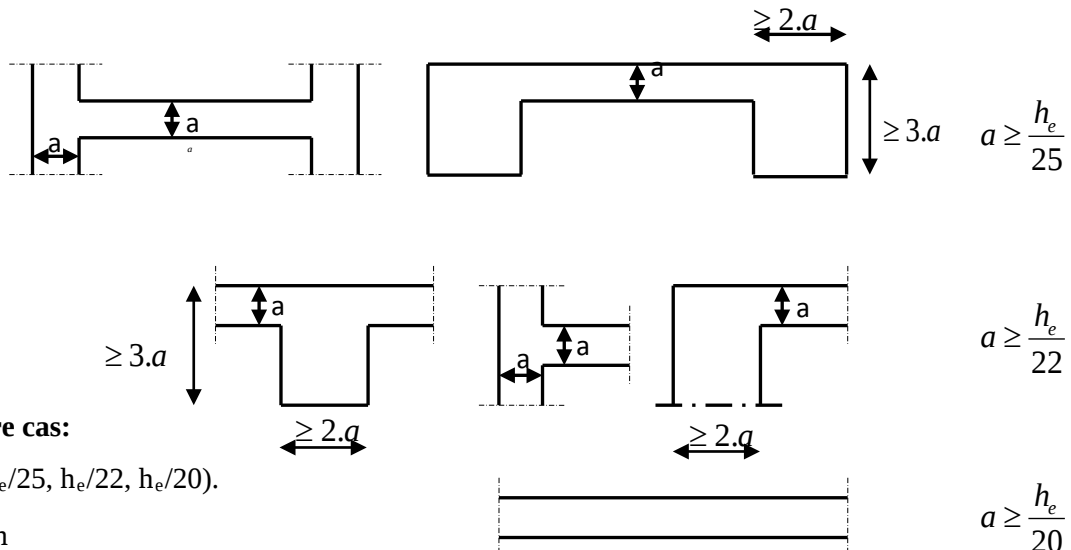


Figure 2.11 : voile.

- ✓ L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.
- ✓ De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :



Dans notre cas:

$$a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20).$$

$$h_e = 2.66\text{m}$$

$$a \geq \frac{2.66}{20} \Rightarrow a \geq 0.133 \text{ m}.$$

Conclusion: $a \geq \max (15\text{cm}, 13.3\text{cm})$

Pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure

On prend :

$a=20\text{cm}$

Chapitre 3

Ferraillage des éléments secondaire

3.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante.

3.2 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

3.2.1 Hypothèses de calcul

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

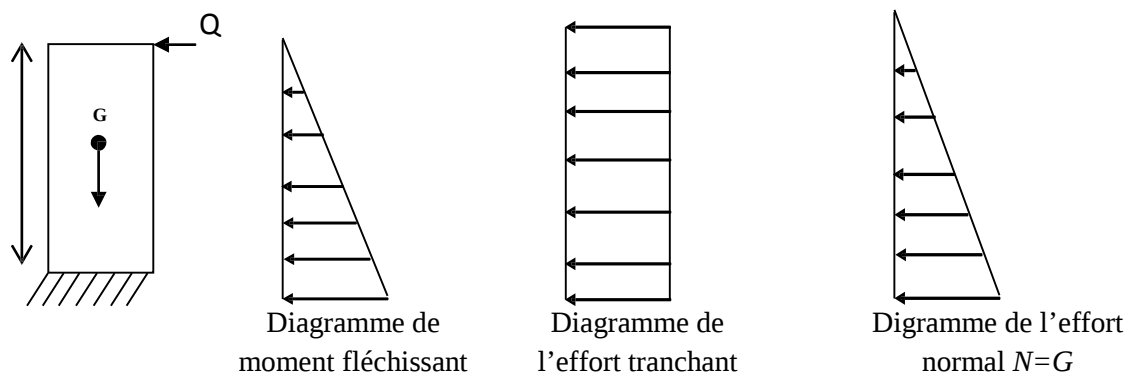


Figure 3.1 : Schéma statique et diagrammes des efforts.

3.2.2 Calcul de la force sismique F_p (RPA99V2003 art 6.2.3)

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) : **A = 0.25**

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 voir le tableau (6.1) du RPA : **C_p = 0.8**

W_p : poids de l'élément considéré : **W_p = 2.1125 kN/ml**

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.1125 \Rightarrow F_p = 1.69 \text{ kN/ml}$$

3.2.3 Les charges

Poids propre de l'acrotère : $G = 2.25 \text{ kN/ml}$

Sur charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN}$

Force sismique : $F_p = 1.44 \text{ kN/ml}$

3.2.4 Détermination des sollicitations

G Crée un :

Effort normal : $N_G = G = 2.1125 \text{ KN}$

Q Crée un :

Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.60 = 0.6 \text{ KN.m}$

Fp Crée un :

Moment : $M_{Fp} = F_p \times 2/3 \times h = 0.69 \text{ KN.m}$

	ELA	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N(KN)	2.6225	3.54	2.6225
M(KN.m)	0.9575	0.90	0.6

Tableau 3.1 : Sollicitations dans l'acrotère.

3.2.5 Ferrailage de l'acrotère : (Pratique de BAEL)

- Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

h(m)	b(m)	d' (m)	d(m)	f_c 28 (MPa)	f_e (MPa)
0.1	1	0.02	0.08	25	400

Tableau 3.2 : Géométrie de l'acrotère.

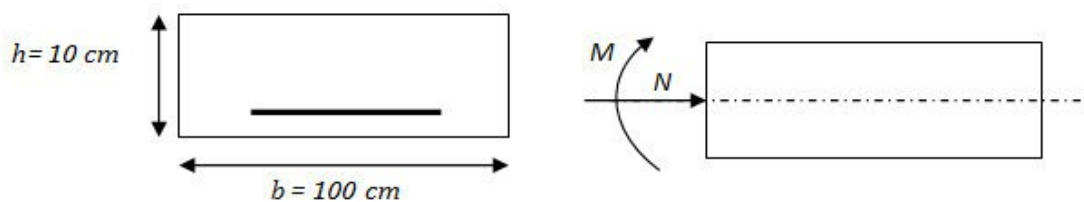


Figure 3.2 : Section à ferrailler.

- Calcul de l'excentricité**

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 3.64 = 0.247 \text{ m}$$

$$h / 2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 30 \text{ cm} > h / 2 - d' = 3 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } e_u > h / 2 - d'$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal.

Elle sera donc calculer à la flexion simple sous l'effet de moment fictif M_f .

Puis se ramener à la flexion composée.

- Calcul en flexion simple**

$$\text{Moment fictif : } M_f = N_u \times e_A$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$e_A = e_u + h/2 - d'$$

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$

Mf (KN.m)	μ_{bu}	A' (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)
1.17	0.013	0.00	0.079	0.424

Tableau 3.3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

- Les armatures en flexion composée**

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.42 - \frac{3.54 \times 10}{348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à L'E.L.S**

On a: $N_{ser} = 2.62 \text{ KN}$ $M_{ser} = 0.60 \text{ KN.m}$

$$M_{br} = 1/2 \times \alpha_1 (1 - \alpha_1/3) \times b_0 \times d \times \sigma_{bc}$$

$$\alpha_1 = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s)$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_c / 28 = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min(2/3 \times f_e \times 110 \eta f_{t28})$$

$$\sigma_s = \min(2/3 \times 400 \times 110 \times 1.6 \times 2.1) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15 (15) \times (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$M_{rb} > M_{se}$, donc $A' = 0$ Pas des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.0046$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = 15/16 \times d \times (40 \mu_s + 1) / (54 \mu_s + 1) = 7.47 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.47 \times 201.63} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- Conclusion de ferrailage**

$$A_s = \max(A_{ser}; A_u) = (0.39 ; 0.27) = 0.39 \text{ cm}^2$$

3.2.6 Vérification

3.2.6.1 Vérifications à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 1.85d}$$

Avec : $e_s = M_{ser} / N_{ser}$

$$A_{\min} = 0.73 > A = 0.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0.73 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8** d'où $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St=25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_t = A_t / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8** d'où $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St=20 \text{ cm}$.

b) Vérification des espacements des barres

Armature longitudinale

$$S_p \leq \min (3 \times h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_p \leq \min (3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_p = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armature de répartition

$$S_r \leq \min (4 \times h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_r \leq \min (40 ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_r = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :(C.B.A93 Art A.5.1.2.1.1)

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}_u$ tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{Avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification d'adhérence des barres

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{ser} = T_u / 0.9 \times d \times \sum u_i < \bar{\tau}_{ser} = \psi_s f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15 \text{ MPa} ;$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 0 haute adhérence).

$$\tau_{ser} = 1.5 \times 10^3 / 0.9 \times 0.08 \div 4(0.08)\pi = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.2.6.2 Vérification à l'ELS

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} = \frac{0.6}{2.62} = 0.229 \text{ m} > 0.03 \text{ m}$$

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = y \times k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a : $\frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \times d + A' \times d') = 0$ Avec ($A' = 0$ et $\eta = 15$)

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 8 = 0$$

$$50y^2 + 60.3y - 301.5 = 0 \Rightarrow y = 1.93 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 + \eta \cdot A' (y - d')^2 \Rightarrow I = 1351 \text{ cm}^4$$

a) Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6}{1351 \times 10^{-8}} = 4.44 \times 10^4 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$K = 0.0444 \text{ N} / \text{mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 0.044 \times (19.2) = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min \{ 267.67 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = 15 \times 0.044 \times (80 - 19.3) = 40.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage

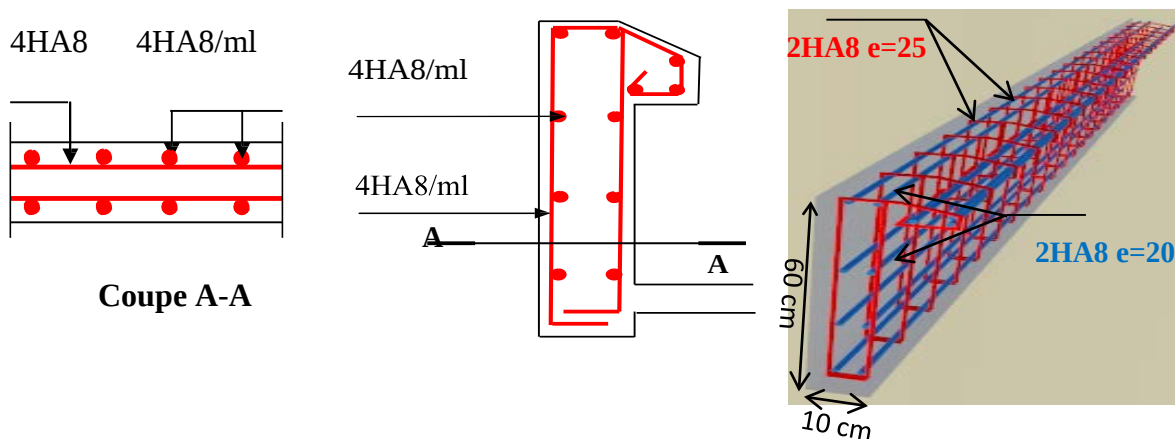


Figure 3.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3.3 Calcul des escaliers

3.3.1 Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

3.3.2 Évaluation des charges

Tableau 3.4 : Charges et surcharge des volées d'escalier.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)
Palier	6.24	2.5	12.17	8.34
Paillasse	8.66	2.5	15.44	11.16

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de trois volées comme suit :

- Deux volées de hauteur $H=1.19\text{ m}$ dites : Volée I
- Une petite volée de hauteur de $H=0.68\text{ m}$ dite : Volée II.

3.3.3 Pour le volée I

Cette volée est composée de :

- Deux paliers d'épaisseur 20cm.
- Une volée d'épaisseur 20cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

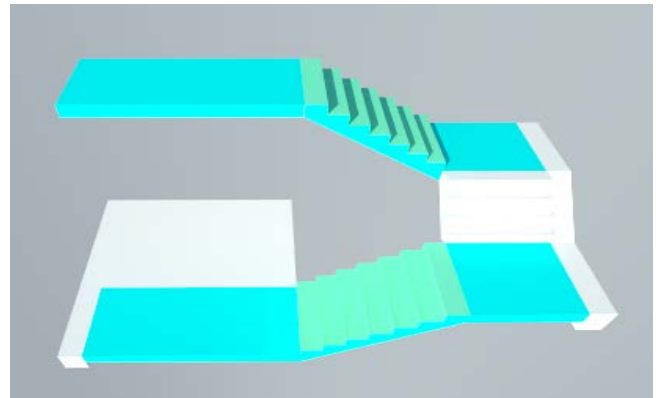
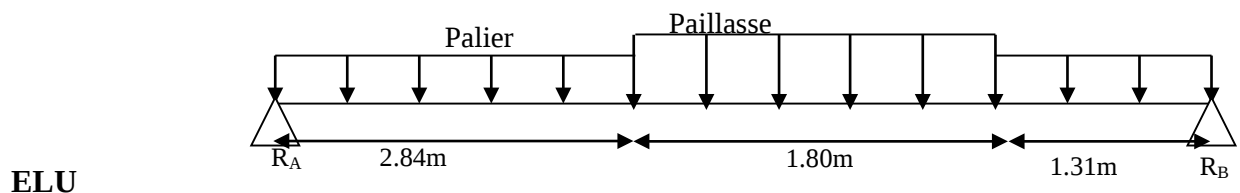
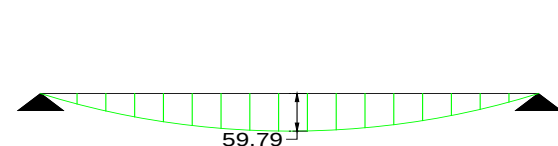


Figure 3.4 : volée (I) en 3D.

Schéma statique :

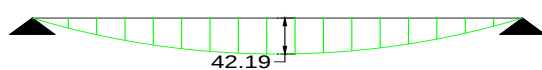


ELU

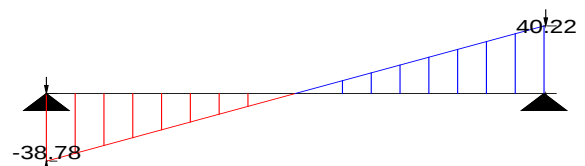


• Diagramme des moments

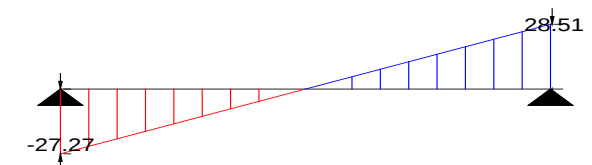
ELS



• Diagramme des moments



• Diagramme des efforts tranchants



• Diagramme des efforts tranchants

- **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

à ELU :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M^{max} = -0.3 \times 59.79 = -17.94 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M^{max} = 0.85 \times 59.79 = 50.82 \text{ KN.m}$

à ELS :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M^{max} = -0.3 \times 42.61 = -12.78 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M^{max} = 0.85 \times 42.61 = 30.09 \text{ KN.m}$

3.3.3.1 Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

La paillasse est assimilée à une dalle horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément répartie.

- **Armatures longitudinales :**

	$M_{tx}(\text{KN.m})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$
Travée	50.82	0.110	0.0000	0.042	26.8	8.69
Appuis	17.94	0.039	0.0000	0.085	17.6	2.93

Tableau 3.5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage Volée (I).

✓ **En travée :** On prend: **7HA14 = 10.78 cm²** avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **En appui :** On prend: **7HA12=7.92 cm²** avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 2.69 \leq A_r$

Sur appuis : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \Rightarrow 1.98 \leq A_r$

Le choix est de : **7T12=7.92cm²** avec : $S_t=15\text{cm}$

3.3.3.2 Vérification a ELU

Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.2/BAEL99).

$A_{min} = 0.23 bd f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2$

$A_t = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_a = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Vérification de la disposition des armatures (BAEL91 Art A.8.2.42) :

a) Armatures longitudinales:

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

$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$... Condition vérifiée.

b) Armatures de répartitions :

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

$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2)

$T_u^{max} = 40.22 \text{ kN}$.

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{40.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.223 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Remarque: Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant au niveau d'appuis

a) Influence sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)

On doit avoir que :

$$V_u \leq 0.4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a = 0.9d \text{ (longueur de l'appui)}$$

$$V_u = 40.22 \text{ KN} \quad a = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 40.22 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Influence sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq 1.15 / f_e [V_u + M_a / 0.9d]$

$$A_a \geq 1.15 \times 10 / 400 [40.22 + 17.74 / 0.9 \times 0.18]$$

$$A_a = 6.03 \text{ cm}^2 > 4.30 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12 \text{ mm}$)

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 \times d \times \sum u_i$$

$$\sum u_i = 7 \times 3.14 \times 0.012 = 26.37 \text{ cm}^2: \text{somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.22 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.18 \times 26.37} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\text{Et on a : } \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.94 < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.3.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

• Vérification des contraintes de compression dans le béton

• Vérification à l'E.L.S :

On vérifie que :

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

Calcul de la position de l'axe neutre (y)

$$(b/2) y^2 - 15A(d-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 10.78(18-y) = 0 \Rightarrow y = 6.18 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I

$$I = (b/3)y^3 + 15A(d-y)^2 = 30333.38 \text{ cm}^4$$

$$D'où : K = 42.19 \times 10^{-3} / 30333.38 \times 10^{-8} = 139.087 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 139.087 \times 0.0618 = 8.59 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier**

On vérifie que :

$$\sigma_a = \eta \frac{M_{ser}}{I} y (d-y) \leq \sigma_a$$

$$\sigma_a = \frac{15 \times 30.09 \times 10^{-3}}{30333.38 \times 10^{-8}} (0.18 - 0.0618) = 175.877 \text{ MPa} < \sigma_a = 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK}$$

• **Vérification de la flèche (BAEL91. Art B.6.5.1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$
- $\frac{h}{L} = 0.11 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

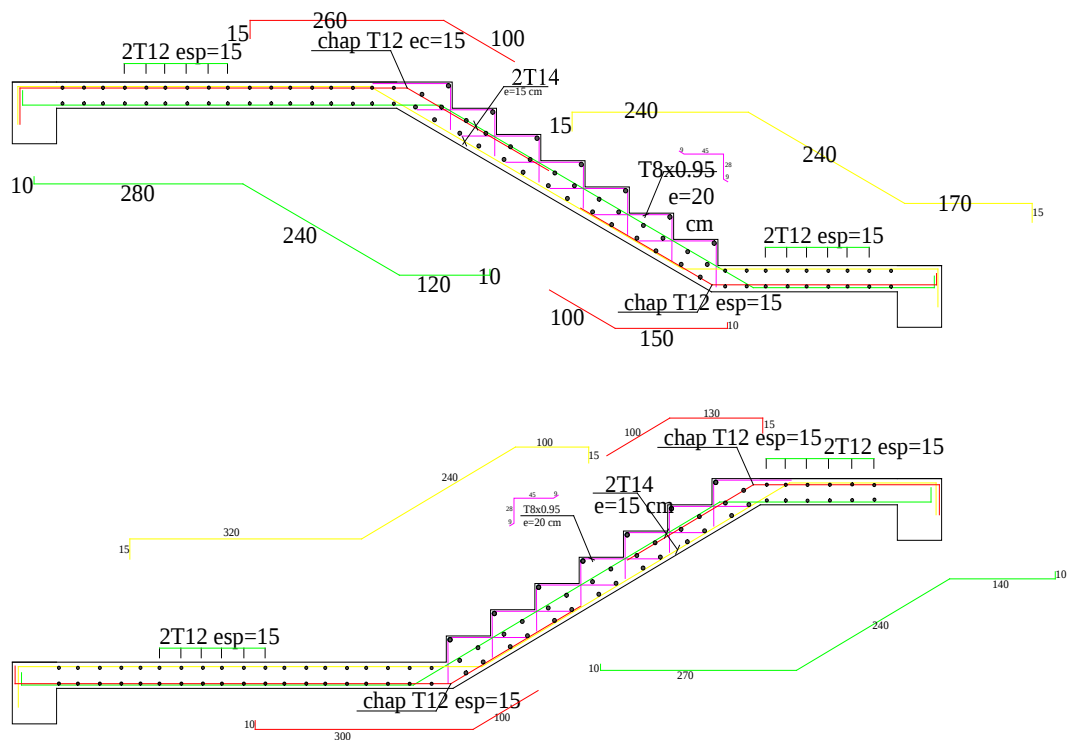


Figure 3.5 : Ferrailage escaliers Volée I.

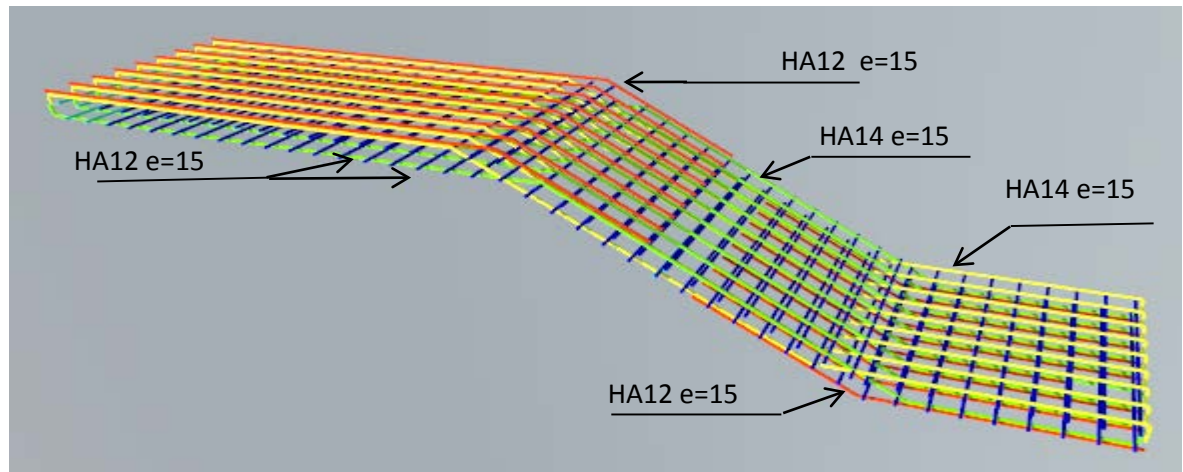


Figure 3.6 : Ferrailage escaliers Volée I en 3D.

3.3.4 Pour le volée II

On opte pour le même ferrailage que la volée I

- Schéma de ferrailage

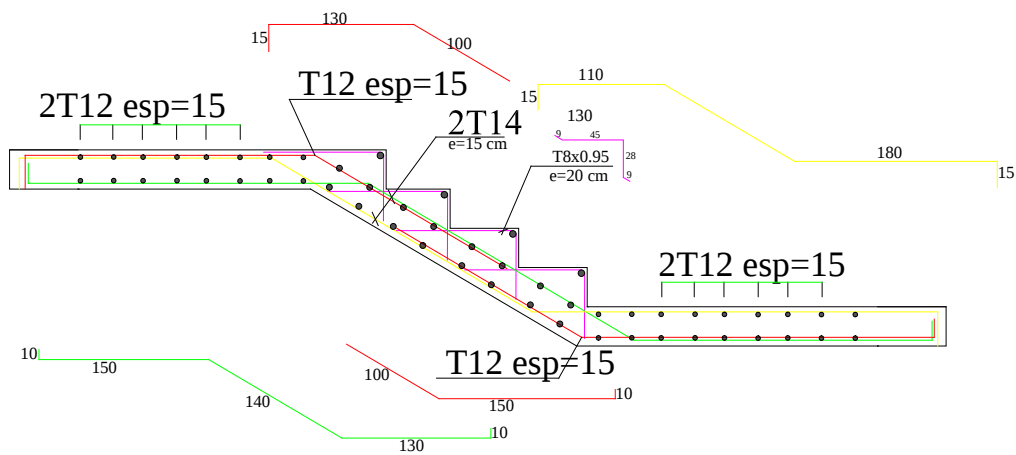


Figure 3.7 : Ferrailage de l'escalier.

3.3.5 L'étude de la poutre brisée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- **Dimensionnement**

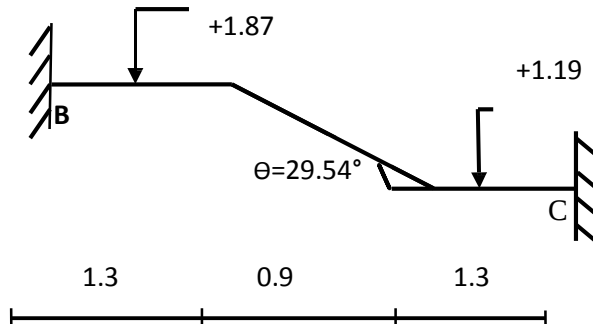


Figure 3.8 : Schéma statique de la Poutre brisée.

$$L = 1.3 + 1.8 / \cos 29.54 + 1.3 = 4.69 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots 0.31 \leq h \leq 0.469 \\ 0.3h < b \leq 0.8h \end{cases}$$

Soit: $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions du RPA :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1.33 \leq 4 \end{cases}$$

- **Chargement repris par la poutre brisée**

$$g_0 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m (poids propre de la partie horizontale).}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.3 / \cos 29.54 = 3.45 \text{ KN/ml (poids propre de la partie inclinée).}$$

- **Les charges transmises par l'escalier**

$$\text{ELU : } R_b = 40.22 \text{ KN/ml, } R_c = 40.22 \text{ KN/ml et } R_v = 20.23 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } R_b = 28.51 \text{ KN/ml, } R_c = 28.51 \text{ KN/ml et } R_v = 15.62 \text{ KN/ml.}$$

Avec : R_b : Réaction au point B de la première volée.

R_c : Réaction au point C de la troisième volée.

R_v : Réaction de la volée II.

R_{eq} : Charge équivalente sur la poutre.

$$\text{Avec : } R_{eq} = 33.55 \text{ KN/ml (ELU)}$$

$$R_{eq} = 24.21 \text{ KN/ml (ELS)}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = 1.35 \times (3 + 3.45) + 33.55 = 42.26 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (g_0 + g_1 + g) + R_{eq} = (3 + 3.45) + 24.21 = 30.66 \text{ KN/ml}$$

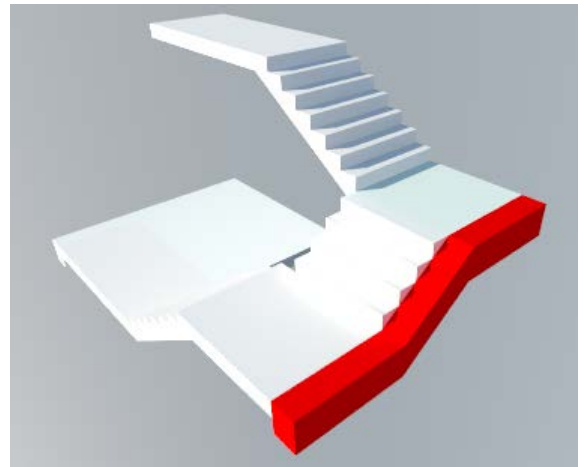


Figure 3.9 : Poutre brisée en 3D.

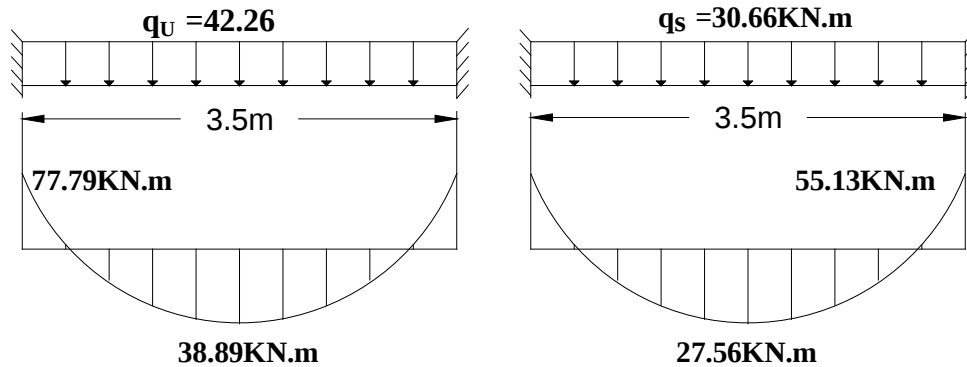
$$M_t = Ql^2/24 \quad M_a = Ql^2/12$$

$$\text{A L'ELU} \quad M_t = 38.89 \text{ kN.m} ; \text{A L'ELS} \quad M_t = 27.56 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 77.79 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 55.13 \text{ kN.m}$$

- Calcul à la flexion
- Calcul de ferrailage à l'ELU :



- Valeurs des armatures longitudinales dans la poutre brisée :

	M_u (kN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm ²)
Travée	38.8964	0.0634	0.0000	0.0819	34.8200	3.2100
Appuis	77.7929	0.1268	0.0000	0.1701	33.5507	6.6628

Tableau 3.6 : armatures longitudinales dans la poutre brisée.

3.3.5.1 Vérification a ELU

- Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.2/BAEL99).

$$A_{min} = 0.23 bd f_{t28} / f_e = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 6.66 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la disposition des armatures (BAEL91 Art A.8.2.42)

Armatures longitudinales

Armatures de répartitions

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

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

$$St = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \quad St = 15\text{cm} < 45\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2) :

$$T_u^{max} = 73.95 \text{ kN}$$

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{73.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 0.4} = 0.864 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifiée}$$

Remarque :

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.3.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Calcul de la position de l'axe neutre (y) :

$$(b/2) y^2 - 15A(d-y) = 0$$

Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A(d-y)^2 + \eta \cdot A'(y-d')^2$$

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

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	27.568	46463.45	9.42	5.87	15	Vérifiée
Appuis	55.13	82601.86	12.77	8.96	15	Vérifiée

Tableau 3.7 : Vérification des contraintes dans le béton.

- **Vérification de la flèche (BAEL91. Art B.6.5.1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{469} = 0.085 \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0.00679 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

- **Calcul à la torsion**

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges ramenées par les paliers et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure (BAEL article 3.2)

$$e = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

- **Ferraillage :**

$$A = (M_t \times \mu \times \gamma_s) / (2 \times f_e \times \Omega)$$

$$\Omega = (b-e)(h-e) = 0.0875 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec: } e = b/6 = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu = 4/3 \times b + 2h = 1.2 \text{ m}$$

$$A = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = M_t / (2 \times \Omega \times e) = 1.56 \text{ MPa}$$

- Pour le ferrailage longitudinal

$$A_s = A_{flexion} + 1/2 A_{torsion}$$

$$\text{En travée : } A = 3.21 + 1/2 \times 2.69 = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A = 6.66 + 1/2 \times 2.69 = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales

$$A_T^{Total} = A_T^{fs} + A_T^t$$

- a. la torsion

$$(A_t \times f_e) / (t \times \gamma_s) = M_T / (2 \times \Omega) \Rightarrow M_T / (t \times \gamma_s) / (2 \times \Omega \times f_e)$$

Avec t : C'est l'espacement entre les armatures transversales.

$$\text{Soit l'espacement } t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.44 \text{ cm}^2$$

- b. la flexion simple

Soit un espacement $t = 20 \text{ cm}$

$$t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(34.2 ; 40) \text{ cm} = 34.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t = 0.4 \times b \times t / f_e = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_T^{Total} = 1.04 \text{ cm}^2 \quad \text{soit un cadre } \Phi 8 \text{ et un épingle } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

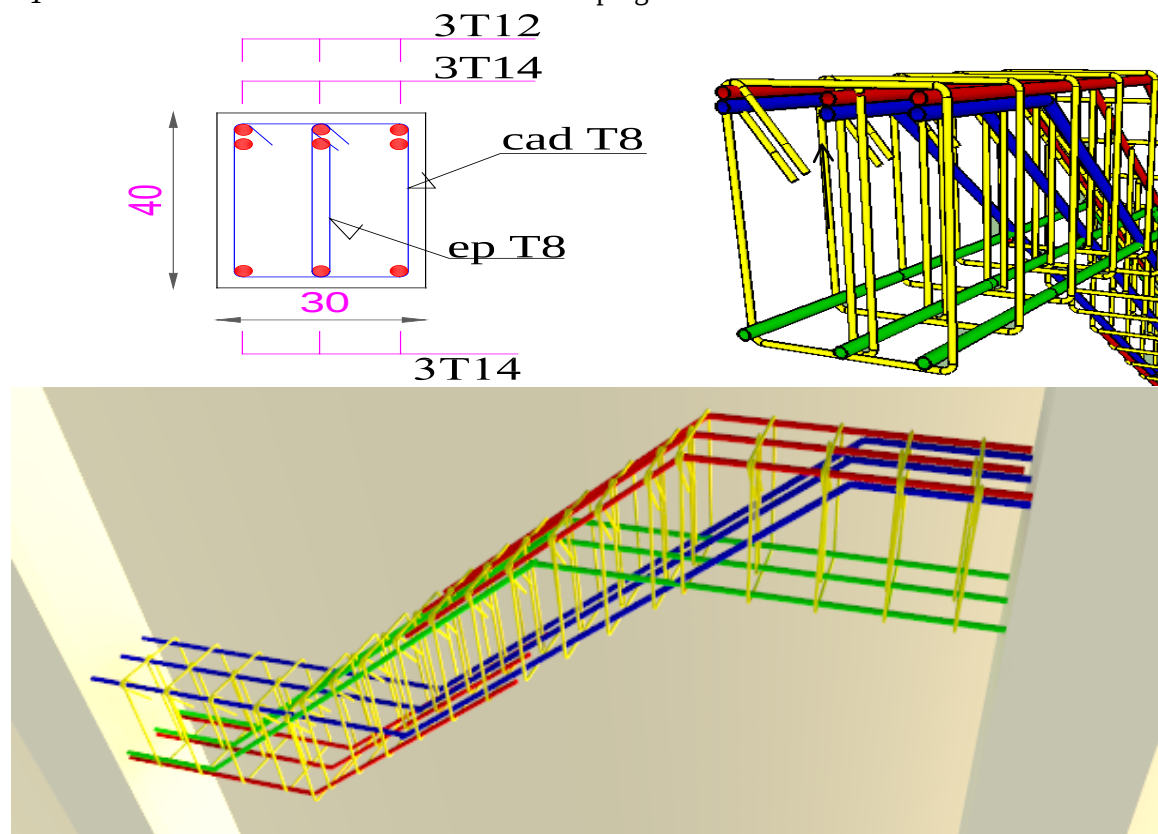


Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier.

3.4 Étude des 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.

3.4.1 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

3.4.1.1 Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

3.4.1.2 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

• Domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode

Forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

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

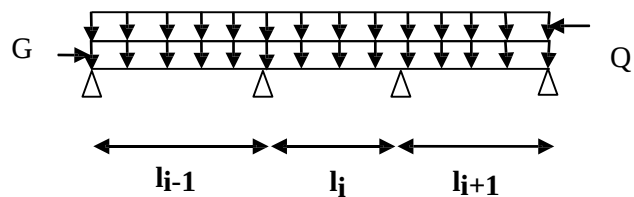


Figure 3.11 : Schéma d'une Poutre.

• Exposée de la méthode :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

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

• Évaluation des moments :

Le moment en travée M_t et en appui que ce soit à droite (M_d) ou à gauche (M_g) doivent satisfaire.

$$a. \quad M_t + \left(\frac{M_w - M_e}{2} \right) \geq \max(1.5M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $M = 0.2 M_0$ appuis de rive.
- $M = 0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $M = 0.5 M_0$ appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0.4 M_0$ les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$.

tel que $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n =nombre de travées d'une poutre.

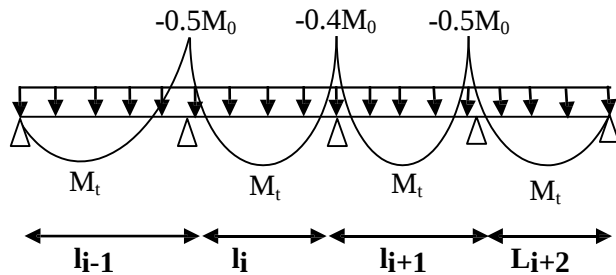


Figure 3.12 : Moments sur une poutre à plus de deux travées.

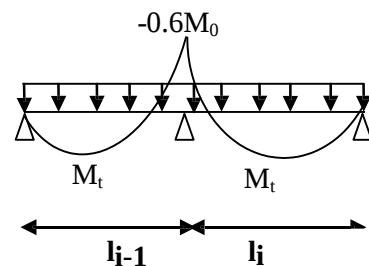


Figure 3.13 : Moments sur une poutre à deux travées.

• Évaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} (\text{isostatique}) + (M_d - M_g) / l_i$

3.4.1.3 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min (2 G, 5 \text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

3.4.1.4 Types de poutrelles

On a 4 types de poutrelles.

Tableau 3.8 : Les Types de poutrelles.

Schéma statique		
1 ^{er} type	Commerce Service Etage courant	
2 ^{ème} type	Etage courant	
3 ^{ème} type	Commerce Service Etage courant	
4 ^{ème} type	Terrasse inaccessible	

Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	P_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	P_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.34	1	10.05	6.53	7.34	4.77
Étages d'habitation	5.22	1.5	9.29	6.04	6.72	4.36
étage service	5.22	2.5	10.797	7.018	7.72	5.01
étage commerce	5.22	5	14.54	9.45	10.22	6.64

Tableau 3.9 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

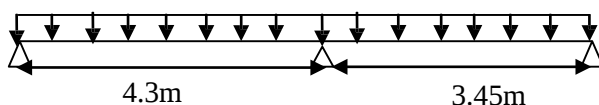
q_s : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

q_u : C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

3.4.1.5 Calcul des sollicitations

On prendra comme exemple la poutrelle types 4 du plancher terrasse inaccessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

• Calcul de la poutrelle type 2 du plancher terrasse inaccessible



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

– plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).Vérifiée

– le rapport entre deux travées successives: $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$, $0.8 < l_i/l_{i+1} = 4.3/3.45 = 1.23 < 1.25$. Vérifiée

- le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Vérifiée
- fissuration peu nuisible (F.P.N)..... Vérifiée

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites

$$(G= 5.75 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q= 1\text{KN/m}^2)$$

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 10.05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_S = G + Q = 7.34 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.34 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.53 \text{ KN/ml.}$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1.5) \times 0.65 = 4.77 \text{ KN/ml.}$$

• Les moments isostatiques

A L'ELU :

Travée A-B:

$$M_0^{AB} = \frac{p_s \times L^2}{8} = \frac{6.53 \times 4.3^2}{8} = 15.11 \text{ KN.m}$$

Travée B-C:

$$M_0^{BC} = \frac{p_s \times L^2}{8} = \frac{6.53 \times 3.45^2}{8} = 9.73 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :

A L'ELU:

$$M_A = -0.2 M_0 = 3.02 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_0^g, M_0^d) = 9.07 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.2 M_0 = 1.95 \text{ kN.m}$$

✓ Moment en travée:

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.34 + 1} \quad \alpha = 0.14$$

• Travée (A-B) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \dots \dots \dots \text{ donc : } M_t = 9.81 \text{ kN.m}$$

• Travée (B-C):

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{ donc : } M_t = 6.32 \text{ kN.m}$$

• A L'ELS

• Travée A-B

$$M_0^{AB} = \frac{p_s \times L^2}{8} = \frac{4.77 \times 4.3^2}{8} = 11.02 \text{ kN.m}$$

- Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{p_s \times L^2}{8} = \frac{4.77 \times 3.45^2}{8} = 7.11 \text{ kN.m}$$

A L' ELS

$$M_A = -0.2 M_0 = 2.2 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_0^g, M_0^d) = 6.61 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0.2 M_0 = 1.42 \text{ kN.m}$$

✓ Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6.34+1} \quad \alpha=0.14$$

- Travée (A-B) :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{donc : } M_t = 7.17 \text{ kN.m}$$

- Travée (B-C):

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{donc : } M_t = 4.61 \text{ kN.m}$$

Les efforts tranchants

- Travée A-B :

$$V_A = 6.53 \times 4.3 / 2 = 14.04 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times 6.53 \times 4.3 / 2 = 16.15 \text{ KN}$$

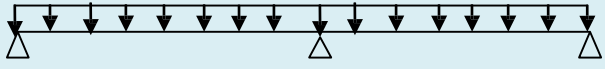
- Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times 6.53 \times 3.45 / 2 = 12.95 \text{ KN}$$

$$V_C = 6.53 \times 3.45 / 2 = 11.26 \text{ KN}$$

3.4.1.5.1 Terrasse inaccessible

Tableau 3.10 : Sollicitations de la poutrelle T4 dans le plancher terrasse inaccessible.

									
		ELU					ELS		
Travée	L (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)

A-B	4.30	3.02	9.06	9.81	14.04	16.15	2.20	6.61	7.17
B-C	3.45	5.83	1.94	6.32	12.95	11.26	4.26	1.42	4.61

3.4.1.5.2 Plancher étage courant

Tableau 3.11 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher étage courant.

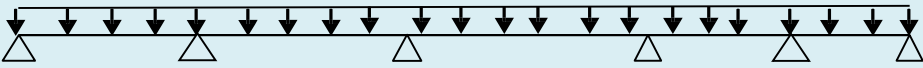
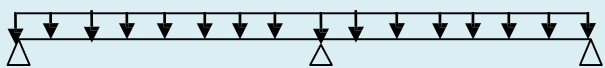
									
		ELU					ELS		
Travée	L (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.60	3.20	7.99	11.50	13.89	15.28	2.31	5.77	8.30
B-C	4.50	7.64	6.12	9.48	14.95	13.59	5.52	4.41	6.84
C-D	3.80	4.36	4.36	7.30	11.48	12.62	3.15	3.15	5.27
D-E	3.50	3.70	3.70	6.20	10.57	10.57	2.67	2.67	4.47
E-F	4.30	6.98	6.98	7.96	14.28	14.28	5.04	5.04	5.74
F-G	3.45	4.49	1.80	6.47	11.46	10.42	3.24	1.30	4.67

Tableau 3.12 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher étage courant.

									
		ELU					ELS		
Travée	L (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.60	3.20	9.59	10.70	13.89	15.98	2.31	6.92	7.73
B-C	4.50	9.17	3.06	10.24	15.63	13.59	6.62	2.21	7.39

3.4.1.5.3 Plancher à usage commerce (R.D.C) Sollicitations

Tableau 3.13 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher R.D.C.

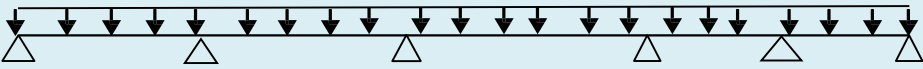
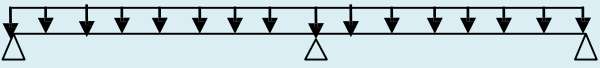
									
		ELU					ELS		
Travée	L (m)	Mg (KN.m)	Mg (KN.m)	Mg (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.60	5.00	12.50	19.75	21.74	23.91	3.51	8.78	13.87
B-C	4.50	11.96	9.57	16.51	23.39	21.26	8.40	6.72	11.60
C-D	3.80	6.82	6.82	12.62	17.96	19.75	4.79	4.79	8.87
D-E	3.50	5.79	5.79	10.71	16.54	16.54	4.07	4.07	7.52
E-F	4.30	10.92	10.92	13.98	22.35	22.35	7.67	7.67	9.82
F-G	3.45	7.03	2.81	11.11	17.93	16.30	4.94	1.98	7.80

Tableau 3.14 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher R.D.C.

									
		ELU					ELS		
Travée	L(m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.60	5.00	15.00	18.50	21.74	25.00	3.51	10.54	13.00
B-C	4.50	14.35	4.78	17.70	24.45	21.26	10.08	3.36	12.44

3.4.1.5.4 Plancher à usage service

Tableau 3.15 : Sollicitations de la poutrelle T1 dans le plancher étage service.

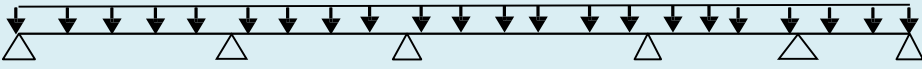
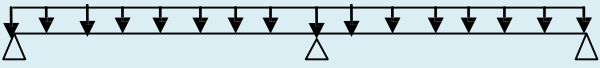
									
		ELU					ELS		
Travée	L (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.60	3.71	9.27	13.91	16.12	17.74	2.65	6.63	9.94
B-C	4.50	8.87	7.10	11.53	17.35	15.77	6.34	5.07	8.24
C-D	3.80	5.06	5.06	8.86	13.32	14.65	3.62	3.62	6.33
D-E	3.50	4.29	4.29	7.51	12.27	12.27	3.07	3.07	5.37
E-F	4.30	8.10	8.10	9.72	16.58	16.58	5.79	5.79	6.95
F-G	3.45	5.21	2.09	7.82	13.30	12.09	3.73	1.49	5.59

Tableau 3.16 : Sollicitations de la poutrelle T3 dans le plancher service.

									
		ELU					ELS		
Travée	L (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.60	3.71	11.12	12.98	16.12	18.54	2.65	7.95	9.28
B-C	4.50	10.65	3.55	12.42	18.14	15.77	7.61	2.54	8.88

3.4.1.6 Sollicitations maximales dans les poutrelles

Tableau 3.17 : Sollicitations maximales dans les poutrelles.

Sollicitations maximales									
Plancher et type de poutrelle	Moment en appuis de rive (KN.m)		Moment en appuis inter(KN.m)		Moment en travées(KN.m)		Effort tranchant (KN)		
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU+	ELU-	
Terrasse Type T4	3.02	2.20	9.06	6.61	9,81	7,17	14.04	16.15	
Habitation Type T3	3.20	2.31	9.59	6.92	10.70	7.73	13.89	15.98	
Habitation Type T2	3.20	2.31	7.99	5.77	11.50	8.30	13.89	15.28	

Commerce Type T3	5	3.51	15	10.54	18,50	13	21.74	25
Commerce Type T1	5	3.51	12.5	8.78	19.75	13.87	21.74	23.91
Service Type T2	3.71	2.65	11.12	7.95	12.98	9.28	16.12	18.54
Service Type T1	3.71	2.65	/	/	13.91	9.94	16.12	17.74

3.4.1.7 Exemple de calcul Ferrailage étage courant du 1er au 10ème étage

• Calcul à l'ELU

a) Calcul des Armatures longitudinales

Le moment équilibré par la table de compression :

- si $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times F_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$... l'axe neutre passe par la table de compression, donc la

section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).

- si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{t \max} = 11.50 \text{ KN.m}$$

$$M_a \max = -9.59 \text{ KN.m}$$

$$V \max = 15.28 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times F_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2}) \quad , \quad F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.18 - 0.04/2) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} \geq 11.50 \text{ KN.m}$$

$M_u^t (\max) \leq M_{tu}$ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \times h$), $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

➤ Ferrailage en travée

- Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d F_{bc}} = 0.038$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

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

- Calcul de Z_b

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.176 \text{ m}$$

- Calcul de A_{st}

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = 1.879 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

Type	$M^t_{u \text{ (max)}} \text{ [kN.m]}$	μ_{bu}	Z [cm]	$A_{st} \text{ [cm}^2\text{]}$	Choix	$A_s \text{ adopté [cm}^2\text{]}$
Résultats	11.50	0.038	0.176	1.879	3HA10	2.36

Tableaux 3.18 : Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en travée.

➤ **Ferraillage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **b0 et h (0.12 × 0.20) m²**

Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui

Type	$M^a_{u \text{ (max)}} \text{ [kN.m]}$	μ_{bu}	Z [cm]	$A_{sa} \text{ [cm}^2\text{]}$	Choix	$A_s \text{ adopté [cm}^2\text{]}$
Résultats	9.59	0.174	0.161	1.709	1HA12+1HA10	1.92

Tableaux 3.19 : Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui.

- **Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.2/BAEL99).**

➤ **En travée :**

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

$$A_t = 1.879 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.709 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Espacement des armatures transversales (S_t) :(Art-A.5.1.22/BAEL99):**

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

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prend Espacement des cadre : $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99):**

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_l)$$

$$\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 1) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 8 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : 2HA8 ($A=1 \text{ cm}^2$).

- **Vérification de l'effort tranchant: (Art. A.5.1.1/BAEL99)**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 16.15 \text{ kN}$.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0.748 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

ϕ : Diamètre des barres ($\phi=10\text{mm}$)

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i$$

$\sum u_i = 2 \times 3.14 \times 0.01 = 0.0628$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{16.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.0628} = 1.86 \text{ MPa}$$

Et on a : $\bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 1.86 < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Appuis: $V_u < \bar{V}_u$ avec $V_u = 16.15 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 25 = 129.76 \text{ KN}$$

$V_u = 16.15 \text{ KN} < \bar{V}_u$ condition vérifiée.

• **Vérification à l'E.L.S**

- **Vérification des contraintes du béton**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, nous devons vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre

Nous supposons que l'axe neutre se trouve dans la table de compression

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2.5\text{cm}$

y : est une solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 + 15A'_s (y - c')^2 \end{cases}$$

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	8.5	1.879	1.41	3.07	5195.774	5.02	Vérifiée
Appuis	6.92	1.709	0.26	6.78	4685.401	1	

Tableau 3.20 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

- Vérification de la flèche (BAEL91. Art B.6.5.1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

Avec: $h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $L=4.6\text{m}$; $M_{tser}=8.5\text{kN.m}$; $M_0=16.07\text{kN.m}$; $A_s=1.879\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

$$\bullet \frac{h}{L} = 0.040 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0.00869 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = 0.050 < 0.066 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

- Calcul de la flèche

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} \leq \bar{f} \quad \text{Tel que : } \bar{f} = \frac{460}{500} = 0.92\text{cm} \quad (L = 4.6\text{m})$$

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20\text{MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40\text{MPa}$$

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b h_0 + (h - h_0) b_0 + 15 A_s = (65 \times 4) + (20 - 4) 12 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4\text{cm}^2$$

Moment statique

$$S_{xx} = b h_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0) b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = 65 \times 4 \times \frac{4}{2} + (20 - 4) 12 \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) + 15 \times 2.36 \times 18$$

$$S_{xx} = 3461.2$$

Position de centre de gravité

$$V_1 = \frac{b h_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0) b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15 A_s d}{b h_0 + (h - h_0) b_0 + 15 A_s} = 3461.2 / 487.4 = 7.1\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9\text{cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ »

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + h_0 (b - b_0) \left(\frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2} \right) + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + 4(65 - 12) \left(\frac{4^2}{12} + 7.1 - \frac{4}{2} \right) + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 15588.14 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\delta = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \left(2 + 3 \times \frac{12}{65} \right)} = 1.49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.49 = 0.596$$

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 240 + 2.1} = 0.71$$

- Calcul de d'inerties fictifs

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 15588.14}{1 + 0.596 \times 0.71} = 12048.5 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.5 \times 4600^2 \times 10}{10 \times 10721.40 \times 12048.5}$$

$$f_v = 0.86 \text{ cm} < \bar{f} = 0.92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux

niveaux	position	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopte (cm ²)
Terrasse inaccessible	travée	9.81	0.033	0.176	1.598	1.410	3HA10=2.36
	Appui	9.06	0.164	0.162	1.604	0.260	1HA12+1HA10=1.92
étage Courant	travée	11.5	0.038	0.176	1.879	1.410	3HA10=2.36
	Appui	9.59	0.174	0.161	1.709	0.260	1HA12+1HA10=1.92
étage de service	travée	13.91	0.047	0.175	2.284	1.410	3HA10=2.36
	Appui	11.12	0.201	0.158	2.019	0.260	2HA12=2.26
étage commercial	Travée	19.75	0.066	0.173	3.283	1.410	3HA12=3.39
	Appui	15	0.272	0.151	2.861	0.260	2HA14=3.08

Tableau 3.21 : calcul des sections d'armatures des poutrelles

type	Travée	Appui
Terrasse inaccessible		
étage Courant		
étage de service		
étage commercial		

Tableau 3.22 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

3.4.2 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

Avec : L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Donc nous obtenons : $A_1=0.65\text{cm}^2/\text{ml}$

Nous ponnons: $TS6=1.41\text{cm}^2$

Avec $St=20\text{cm}$

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.49\text{cm}^2$$

Soit : $TS6=1.41\text{cm}^2$

Avec $St=20\text{cm}$

- Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adoptons un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

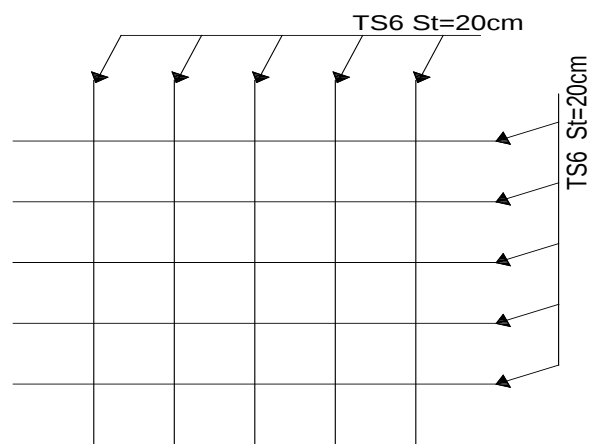


Figure 3.14 : Treillis soudés.

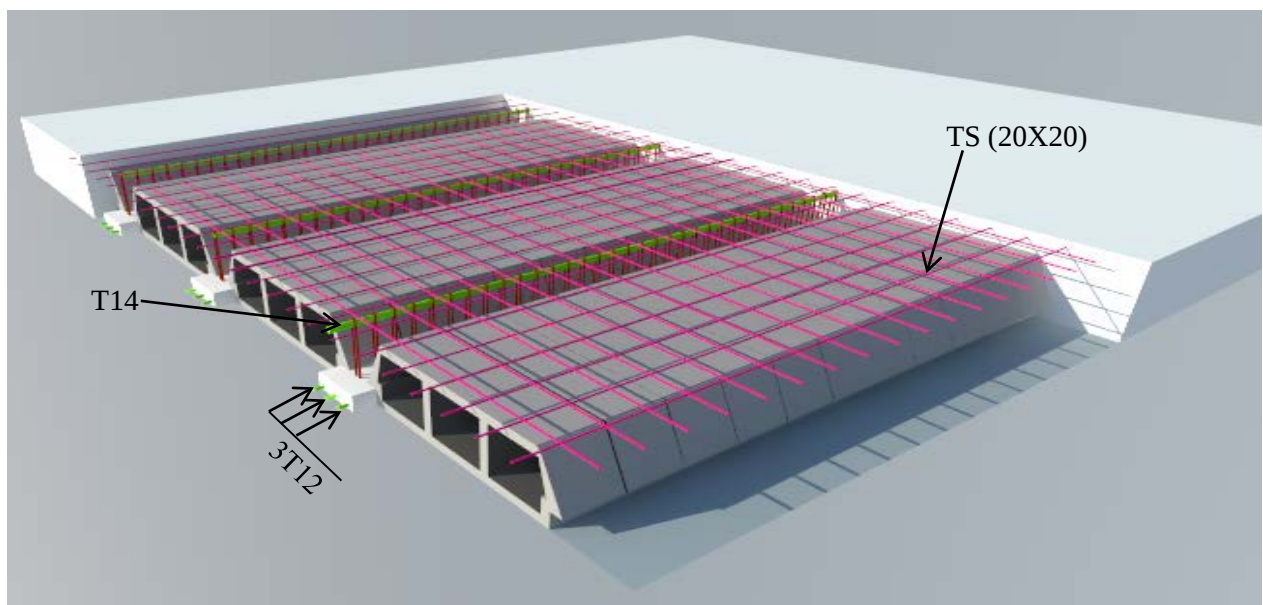


Figure 3.15 : Schémas de ferrailage de plancher corps creux étage commerce en 3D.

3.5 Étude de la dalle salle machine

3.5.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

3.5.2 Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

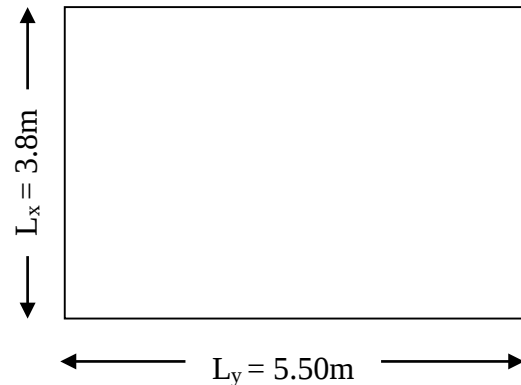
Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{380}{50} \leq e \leq \frac{380}{40}$$

$$7.60cm \leq e \leq 9.5cm$$

b. Condition de l'E.N.A



L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

Nous prenons : $e=25cm$

3.5.3 Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

- Poids de la machine supportée..... $50kN/m^2$
 - Poids propre de la dalle..... $0.25 \times 25=6.25kN/m^2$
- $G=56.25kN/m^2$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q=1kN/m^2$$

3.5.4 Combinaison des charges

$$E.L.U \quad q_u=1.35G+1.5Q=77.437kN/m^2$$

$$E.L.S \quad q_{ser}=G+Q=57.25kN/m^2$$

3.5.5 Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ "

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{5.5} = 0.69 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0697 \Rightarrow M_x = 77.93 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0.418 \Rightarrow M_y = 32.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, nous obtenons les moments suivants :

Moments en travées

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 66.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 27.69 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 23.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 9.99 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = 23.38 \text{ kN.m}$$

3.5.6 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, nous aurons une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

3.5.6.1 Ferrailage en travée**a. Dans le sens "L_x"**

On a: $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0.9h=22.50\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$M_{tx}(\text{kN.m})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	A	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
66.2412	0.0921	0.0000	0.1210	21.4106	8.8904	6T16	12.06

Tableau 3.23 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).

b. Dans le sens "L_y"

Nous aurons : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=d_x-\varnothing_x=21.5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$M_{ty}(\text{kN.m})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	A	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
27.6888	0.0422	0.0000	0.0539	22.0150	3.6142	5T12	5.65

Tableau 3.24 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

3.5.6.2 Ferrailage sur appuis

On a: $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0.9h=22.50\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$M_a(\text{kN.m})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	A	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
23.3792	0.0325	0.0000	0.0413	22.1280	3.0361	5T12	5.650

Tableau 3.25 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

Espacement:

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{6} = 16\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 127.42 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 90.33 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 127.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{127.42 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.566 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.5.7 Vérification à l'E.L.S

a. Vérification des contraintes

- Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier : $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$h = 1.6 \text{ pour HA} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.69 \quad ; \quad q_{ser} = 57.25 \text{ kN / m}^2$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0755 \Rightarrow M_x = 62.42 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0.5704 \Rightarrow M_y = 35.80 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moments en travée $M_{tx} = 0.85 M_x = 47.78 \text{ kN.m}$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 20.83 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis $M_a = \text{Max} (0.3 M_x ; 0.3 M_y) = 18.72 \text{ kN.m}$

1- Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_t(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	47.78	12.06	5.37	vérifiée	195.8	vérifiée
	(y-y)	20.38	5.650	3.35		174.2	
Appuis		18.72	5.650	3.07		160	

Tableau 3.26 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

b. Vérification de la condition de non fragilité

$h=25\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2.10\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.69 \end{cases}$

➤ Sens L_{x-x}

Sur travée $A_x=12.06\text{cm}^2/\text{ml} > 2.10\text{cm}^2$vérifiée

En appui $A_x=5.65\text{cm}^2/\text{ml} > 2.10\text{cm}^2$vérifiée

➤ Sens L_{y-y}

Sur appuis $A_y=5.65\text{cm}^2/\text{ml} > 2\text{cm}^2$vérifiée

En travée $A_y=5.65\text{cm}^2/\text{ml} > 2\text{cm}^2$vérifiée

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.066 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.066 > 0.028 \text{ à } 0.037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2.5 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion : Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

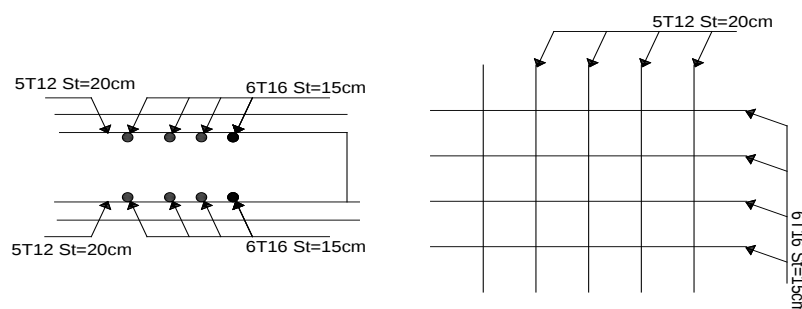


Figure 3.16 : Ferrailage de la dalle salle machine.

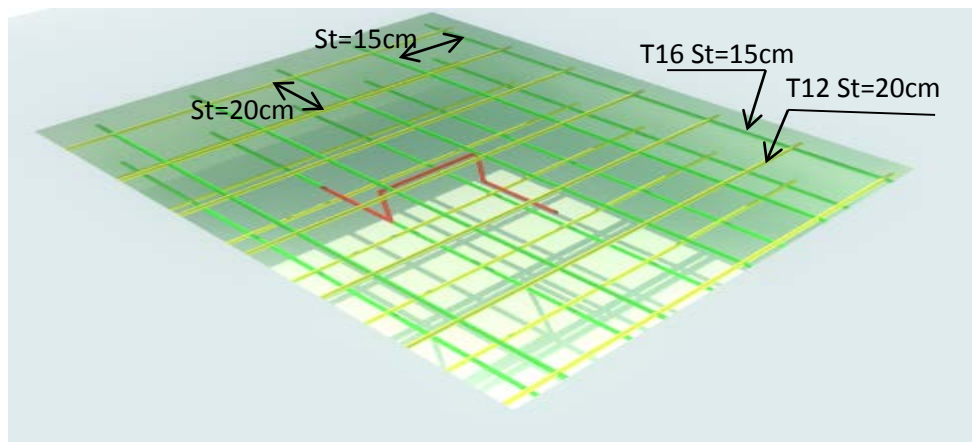


Figure 3.17 : Ferrailage de la dalle salle machine en 3D.

3.6 Plancher en dalle pleine

3.6.1 Introduction

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

3.6.2 Les charges et surcharges

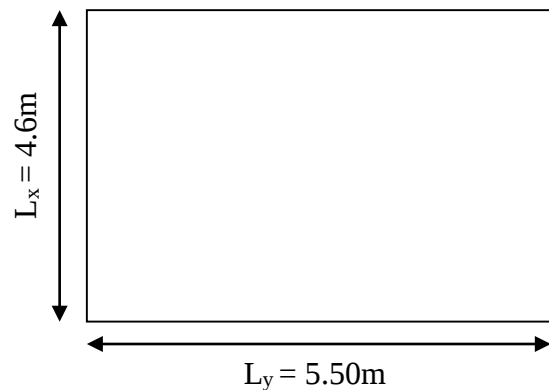
a. Charges permanentes : $G=6.69\text{kN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation : $Q=5\text{kN/m}^2$

3.6.3 Combinaison des charges

E.L.U $q_u=1.35G+1.5Q=16.53\text{kN/m}^2$

E.L.S $q_{ser}=G+Q=11.69\text{kN/m}^2$



3.6.4 Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ "

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{5.5} = 0.836 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \text{ et } M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \Rightarrow M_x = 18.47\text{kN.m} \\ \mu_y = 0.6494 \Rightarrow M_y = 12.99\text{kN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, nous obtenons les moments suivants :

• **Moments en travées**

$$M_{tx}=0.85M_x=15.70kN.m$$

$$M_{ty}=0.85M_y=10.20kN.m$$

Moments sur appuis

$$M_{ax}=0.3M_x=5.54kN.m$$

$$M_{ay}=0.3M_y=3.6kN.m$$

$$M_a=Max(M_{ax}; M_{ay})=5.54kN.m$$

3.6.5 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, nous aurons une section (b x h)= (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

3.6.5.1 Ferrailage en travée

a. Dans le sens "L_x"

On a: $b=100cm$; $h=25cm$; $d=0.9h=22.50cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14.17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_{tx}(kN.m)$	μ	$A'_s(cm^2)$	a	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
15.6993	0.0218	0.0000	0.0276	22.2516	2.0274	4T12	4.52

Tableau 3.27 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).

b. Dans le sens "L_y"

Nous aurons : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=d_x-\phi_x=21.5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14.17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_{ty}(kN.m)$	μ	$A'_s(cm^2)$	a	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
10.1951	0.0155	0.0000	0.0196	22.3239	1.3123	4T12	4.52

Tableau 3.28 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

3.6.5.2 Ferrailage sur appuis

Nous aurons : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22.5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14.17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_a(kN.m)$	μ	$A'_s(cm^2)$	a	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
5.5409	0.0077	0.0000	0.0097	22.4130	0.7104	4T12	4.52

Tableau 3.29 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

Espacement

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h; 33cm) = 33cm (sens x - x) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h; 45cm) = 45cm (sens y - y) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 32.93kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 19.28kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 32.93kN$$

$$\tau_u = \frac{32.93 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.146 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

3.6.6 Vérification à l'E.L.S

a. Vérification des contraintes

• **Béton:** $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Acier:** $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.836 \quad ; \quad q_{ser} = 11.69 \text{ kN / m}^2$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \Rightarrow M_x = 14.74 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0.7518 \Rightarrow M_y = 11.08 \text{ kNm} \end{cases}$$

Moments en travées

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 12.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9.42 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max} (0.3 M_x; 0.3 M_y) = 4.42 \text{ kN.m}$$

Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_t (\text{kN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	12.53	4.52	2,29	vérifiée	133	vérifiée
	(y-y)	9.42	4.52	1,72		100	
Appuis		4.42	4.52	0,81		46.9	

Tableau 3.30 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$h = 25 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b h = 2.16 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 b h = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.84 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x}**

Sur appuis $A_x = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2.16 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée $A_x = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2.16 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y}**

Sur appuis $A_y = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée $A_x = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ vérifiée

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.054 > 0.0425 \text{ vérifiée} \\ 0.054 > 0.028 \text{ à } 0.037 \text{ vérifiée} \\ 1.115 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion : Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

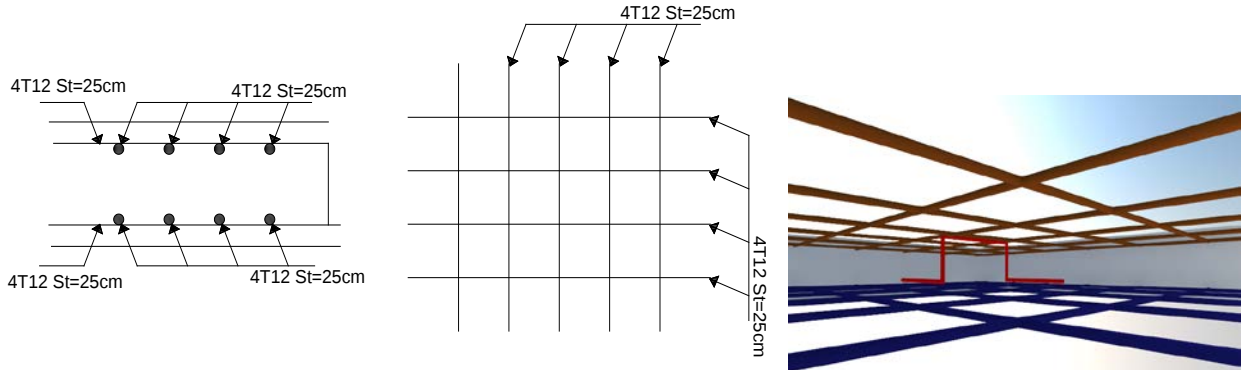


Figure 3.18 : Ferrailage de la dalle.

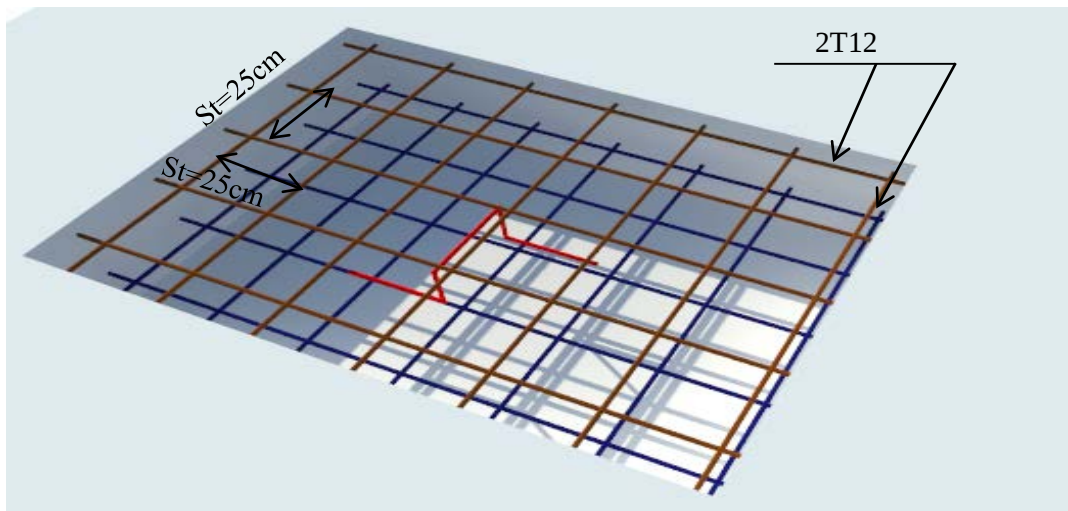


Figure 3.19 : Ferrailage de la dalle en 3D.

3.7 Calcul du Balcon

Le balcon est un élément secondaire ne participe pas à la résistance de la structure.

Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq L / 10$$

Avec $L=1.50m$ $e \geq 150/10 = 15cm$ donc on prend $e = 15 cm$

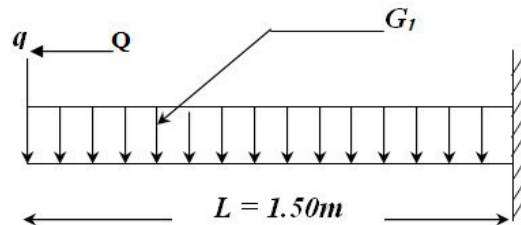


Figure 3.20 : Schémas statique du balcon.

3.7.1 Les Charges

h. Balcons

Balcons		
1-	Carrelage (2 cm).	0.44 kN/m ²
2-	Mortier de pose (2 cm).	0.40 kN/m ²
3-	Lit de sable (2 cm).	0.38 kN/m ²
4-	Dalle pleine (15) cm.	3.75kN/m ²
5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0.36 kN/m ²
Charge permanente totale $G = 5.5kN/m^2$		
Charge d'exploitation $Q = 3.5kN/m^2$		

Tableau 3.31 : Évaluation des charges de Balcons.

• Pour une bande de 1 m

Charge permanente : $G_1 \times 1m = 5.50 \times 1 = 5.50 KN/m$.

Charge d'exploitation: $Q_1 = 3.5 KN/m$.

Charge concentrée (garde de corps)

garde de corps		
1-	Enduit de ciment	0.36 kN/m ²
2-	Maçonnerie (ep = 10 cm)	0.90 kN/m ²
3-	Enduit de ciment	0.36 kN/m ²
4-	dalle en mortier	0.9 kN/m ²
Charge permanente totale $G = 2.52kN/m^2$		

Tableau 3.32 : Évaluation des charges de garde de corps.

• Pour une bande de 1m,

• Charge permanente

$$G_2 = 2.52 KN/m$$

• Surcharge dû à la main courante

$$Q_2 = Q \times L \times 1m = 1 \times 1 \times 1 = 1kN$$

3.7.2 Combinaisons des charges:

À L'E.L.U :

$$P_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 12.68 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1.35 G_2 = 3.4 \text{ KN}$$

$$P_{u3} = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

À L'E.L.S

$$P_{s1} = G_1 + Q_1 = 9 \text{ KN/m}$$

$$P_{s2} = G_2 = 2.52 \text{ KN}$$

$$P_{s3} = Q_2 = 1 \text{ KN}$$

• Schéma statique de calcul

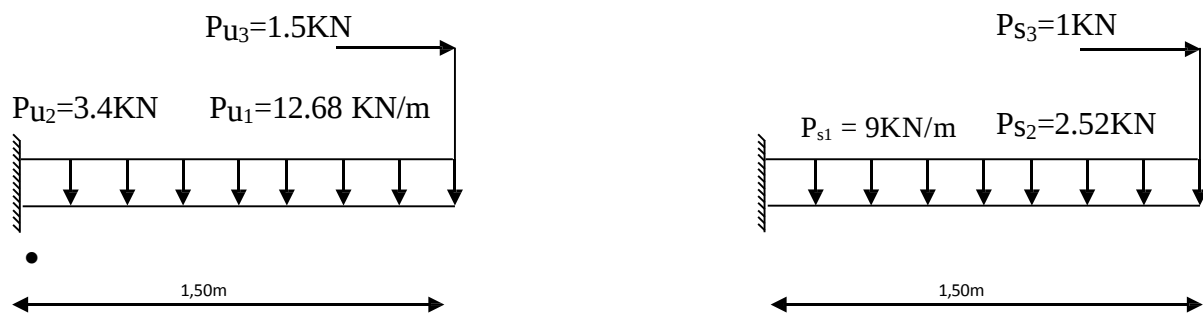


Figure.3.21. : Schéma statique de balcon.

3.7.3 Le calcul des moments et des efforts tranchant

$$M_u = P_{u1} \times l^2/2 + P_{u2} \times l + P_{u3} \times L = 20.87 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_{u1} \times l + P_{u2} = 22.42 \text{ KN}$$

$$V_s = P_{s1} \times l + P_{s2} = 16.02 \text{ KN}$$

M_u (KN.ml)	M_s (KN.ml)	V_u (KN)	V_s (KN)
20.87	14.91	22.42	16.02

Tableau 3.33 : Les moments et les efforts tranchant.

3.7.4 Ferrailage

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

3.7.4.1 Ferrailage a l' E L U

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 F_{bc}}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; 10^4 \mu_{bu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050).$$

$\mu_{bu} < \mu_{Lu}$...On utilise la méthode simplifiée.

Calcul de Z_b

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu})$$

Calcul de A_{sa}

$$A_{sa} = \frac{M_U}{Zb \cdot f_{ed}}$$

Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Zb(m)	A(cm ²)
20.87	14.91	0.081	1.4	0.3	0.1284	4.84

Tableau 3.34 : Ferrailage a l ' E L U.

On prend $6HA12/ml=6.76 \text{ cm}^2$

Espacement: $St = 100/6=15\text{cm}$

Armature de Répartition

$$Ar=A_v/4= 6.76/4 =1.69\text{cm}^2$$

On adopté : $6T10 =4.71 \text{ cm}^2$

$$St = 100/6 =15 \text{ cm}$$

3.7.4.2 Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité:(Art. A.4.2.2/BAEL99).

$$A_{min} = 0.23 bd f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.63\text{cm}^2$$

$$A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{min} = 1.63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications des espacements des barres :

a) **Armatures longitudinales:** $St < \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$

$St= 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

b) **Armatures de répartition :** $St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A5.1.2)

$$T_u = 22.42\text{KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0.172\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 10\text{mm}$)

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i$$

$\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{mm}$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{22.42 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.1884} = 0.97\text{MPa}$$

$$\text{Et on a : } \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 2.1 \times 1.5 = 3.15\text{MPa} .$$

$$\tau_{se} = 0.97 < \bar{\tau}_{ser} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.7.4.3 Vérification des contraintes à l'ELS

Vérification des contraintes de compression dans le béton

- **Vérification à l'E.L.S**

Calcul de la position de l'axe neutre (y) :

$$(b/2)y^2 - 15A(d-y) = 0 \Rightarrow y = 4.01 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A(d-y)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$D'où : K = 12.68 \times 10^{-3} / 9781.96 \times 10^{-8} = 129.6$$

$$\sigma_{bc} = 129.6 \times 0.0401 = 5.2 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

La Fissuration est Considéré Préjudiciable :

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = 14.91 \times 10^{-5} \times 4.01 / 9781.97 \times 10^{-8} = 6.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 14.91 \times 10^{-3}}{9781.97 \times 10^{-8}} (0.135 - 0.0401) = 216.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des espacements

- **Armatures longitudinales**

$$St < \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}. \quad St = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$St < \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}. \quad St = 15\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche (BAEL91. Art B.6.5.1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0.00418 \leq \frac{42}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.05$$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

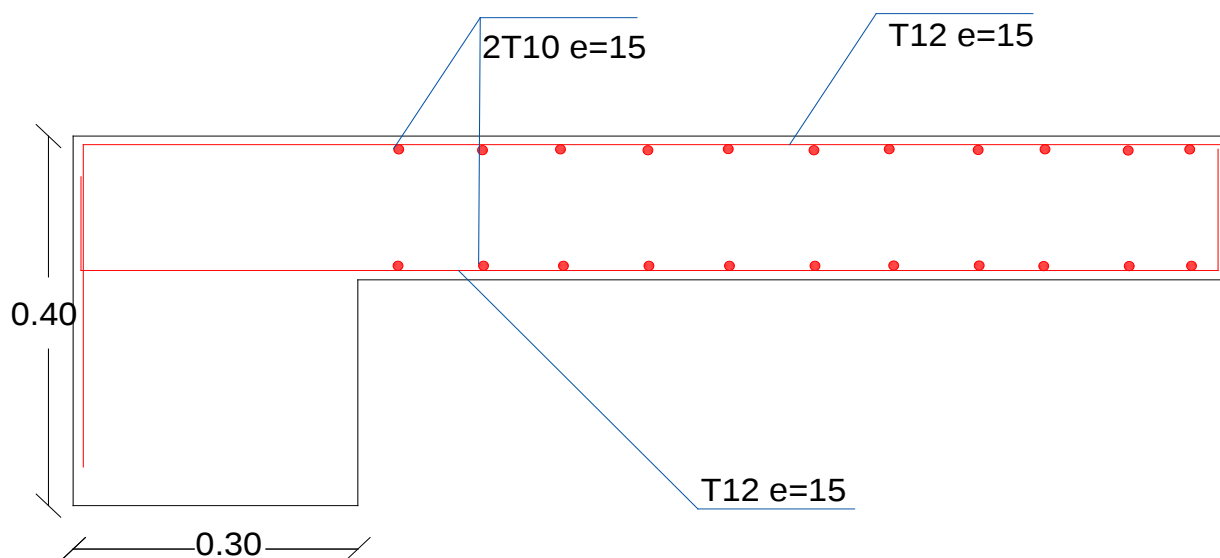


Figure 3.22 : Schémas de ferrailage de balcon.

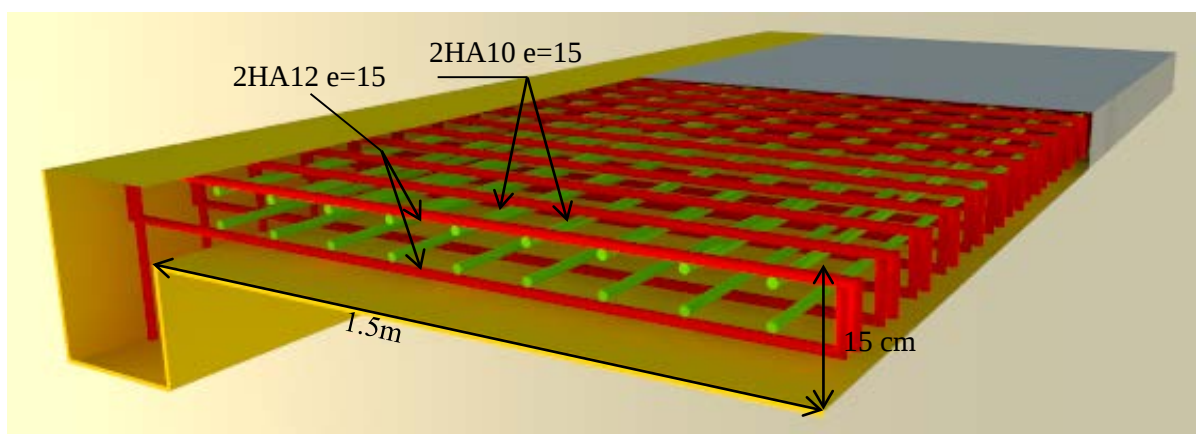


Figure 3.23 : Schémas de ferrailage de balcon en 3D.

Chapitre 4

Étude dynamique et sismique

4.1 Introduction

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.

La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurités exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , Déplacement de la structure...).

4.2 Étude dynamique

4.2.1 Objectif d'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Pour la modélisation de notre bâtiment on utilise un logiciel appelé (ETABS)

4.2.2 Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (**poutres-poteaux**) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « **frame** » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (**d.d.l.**) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

✓ DETERMINATION DES FREQUENCES ET MODES PROPRES:

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus,

$$\text{ce qui donne : } [[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$\text{D'où : } \det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

✓ Programme utilisé pour la modélisation

Un logiciel performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS (Extended Three Dimensions Analysis of Building Systems)**.

- Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems
- Version : Version 9.7.4

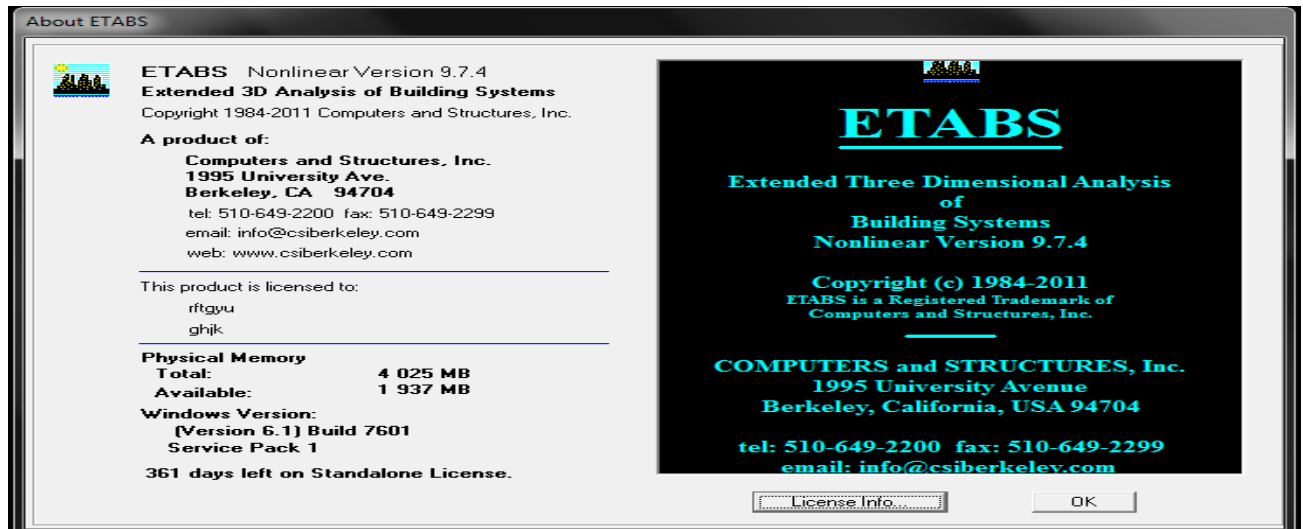


Figure 4.1 : présentation de logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

-Pour la modélisation de cette structure on utilise logiciel ETABS pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les déplacements du plancher.
- Les coefficients de participation.
- Les forces sismiques

✓ **Modélisation** : Les principales étapes de modélisation sont les étapes suivantes :

La première étape : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser (position des nœuds, connectivité des éléments).

a / Démarrer le programme.

b/ Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS). Adoptons le **KN.m** (KN-m) dans la liste à droite, de la barre d'état.

c/ Commencer un nouveau modèle (File → New model) on a le choix entre « No »

d/ Définir la grille horizontale (Custom grid spacing puis Story dimensions) et spécifier le nombre et la hauteur des étages.

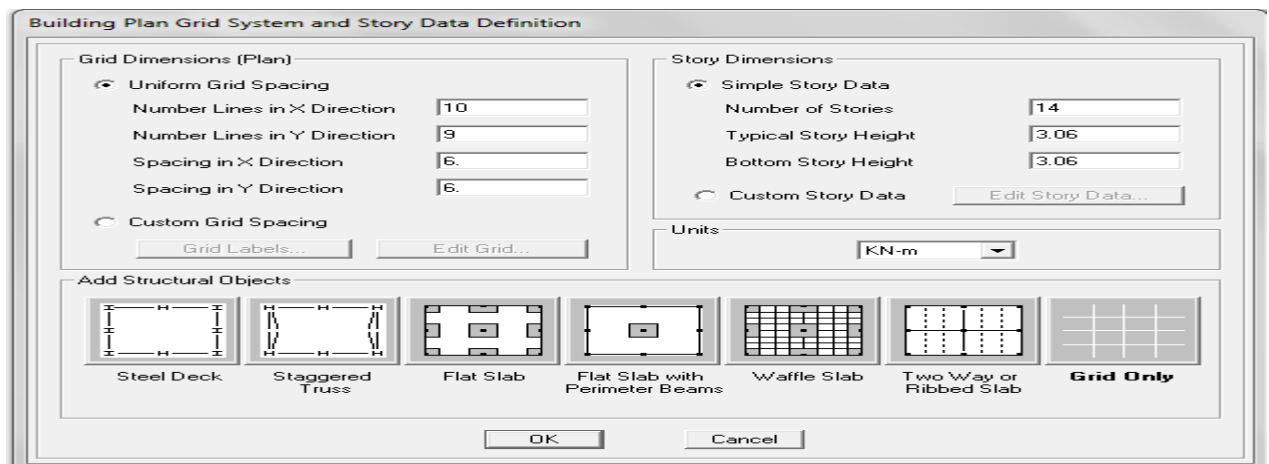


Figure 4.2 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.

e / Modification des story data prédéfinis

Custom story data → Edit story data

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
15	2ATTIQ	2.72	41.48	No	NONE	No	0.
14	1ATTIQ	3.06	38.76	No	NONE	No	0.
13	10ETAGE	3.06	35.7	No	2ETAGE	No	0.
12	9ETAGE	3.06	32.64	No	2ETAGE	No	0.
11	8ETAGE	3.06	29.58	No	2ETAGE	No	0.
10	7ETAGE	3.06	26.52	No	2ETAGE	No	0.
9	6ETAGE	3.06	23.46	No	2ETAGE	No	0.
8	5ETAGE	3.06	20.4	No	2ETAGE	No	0.
7	4ETAGE	3.06	17.34	No	2ETAGE	No	0.
6	3ETAGE	3.06	14.28	No	2ETAGE	No	0.
5	2ETAGE	3.06	11.22	Yes		No	0.
4	1ETAGE	3.06	8.16	No	NONE	No	0.
3	SERVICE	2.04	5.1	No	NONE	No	0.
2	RDC	3.06	3.06	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figure 4.3 : modification des hauteurs d'étage.

f / Modification des grilles prédéfinis (ligne de construction)

Custom grid spacing → Edit grid

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	5.	Primary	Show	Top	
3	N	7.5	Primary	Hide	Top	
4	O	9.5	Primary	Hide	Top	
5	C	10.5	Primary	Show	Top	
6	L	12.	Primary	Hide	Top	
7	P	13.	Primary	Hide	Top	
8	D	15.45	Primary	Show	Top	
9	E	17.89	Primary	Show	Top	
10	F	18.74	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	9	3.1	Primary	Hide	Left	
3	2	4.6	Primary	Show	Left	
4	3	9.1	Primary	Show	Left	
5	4	12.9	Primary	Show	Left	
6	8	14.4	Primary	Hide	Left	
7	5	16.4	Primary	Show	Left	
8	6	20.7	Primary	Show	Left	
9	7	24.15	Primary	Show	Left	
10						

Units:

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size:

Figure 4.4 : Modification des grilles.

g / Commencer avec un modèle vide (cliquer sur **Grid only** puis **OK**)

La deuxième étape : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

a / Définir les matériaux (Define → Material properties → Add New Material)

Ajouter un nouveau matériau **BETON** ($E=32164200 \text{ KN/m}^2$; poids volumique 25 kN/m^3 ,...)

Puis un autre sous le nom de 'Other', dont la masse et le poids volumique sont nuls

The dialog box 'Material Property Data' is shown. It has two main sections: 'Analysis Property Data' and 'Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009)'.
 In the 'Analysis Property Data' section, the 'Material Name' is 'BETON'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The values are: Mass per unit Volume: 2.5, Weight per unit Volume: 25, Modulus of Elasticity: 32164200, Poisson's Ratio: 0.2, Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06, Shear Modulus: 13401750.
 In the 'Design Property Data' section, 'Display Color' is set to a blue color. 'Type of Design' is 'Concrete'. The values are: Specified Conc Comp Strength, f'_c : 25000, Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 400000, Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 400000. There is a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked, and a 'Shear Strength Reduc. Factor' field which is empty.
 At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure 4.5 : introduction des propriétés mécanique du béton.

b / Définir les sections des poteaux

(Define Frame Sections Add Rectangular)

Section poteau : $0.9 \times 0.6 \text{ m}^2$, $0.8 \times 0.6 \text{ m}^2$, matériau : BETON.

Pour préciser le cas poteau cliquer sur« **reinforcement** » et choisi « **column** »

Two 'Rectangular Section' dialog boxes are shown side-by-side.
 The left dialog box is for a column section. 'Section Name' is 'PT90x60'. 'Material' is 'BETON'. Dimensions: Depth (t3) is 0.9, Width (t2) is 0.6. There is a 'Reinforcement...' button and a 'Display Color' field with a pink color swatch.
 The right dialog box is for a beam section. 'Section Name' is 'PT80x60'. 'Material' is 'BETON'. Dimensions: Depth (t3) is 0.8, Width (t2) is 0.6. There is a 'Reinforcement...' button and a 'Display Color' field with a red color swatch.
 Both dialog boxes have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figure 4.6 : Définitions des sections Frame POTEAUX.

c/Même procédure pour définir la section des poutres.

PP 35x55 cm^2 , PS 30x40 cm^2 ,

Matériau : BETON.

Pour préciser le cas poutre cliquer sur« **reinforcement** » et choisi « **beam** ».

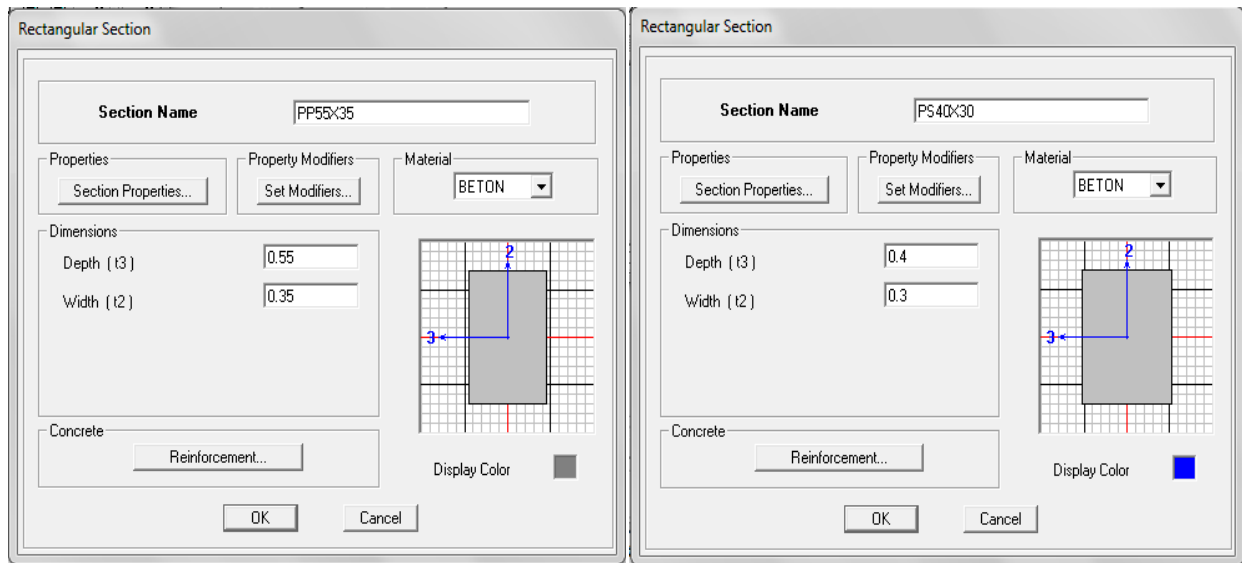


Figure 4.7 : Définitions des sections Frame POUTRES.

d /Définir Les éléments de type area

Define → **Wall/Slab/Deck Sections** → **Add New Deck ...** Procédure pour définir la section du plancher et matériau.

Pour la distribution des charges dans un seul sens Cocher dans la case de **load distribution** enfin **ok**.

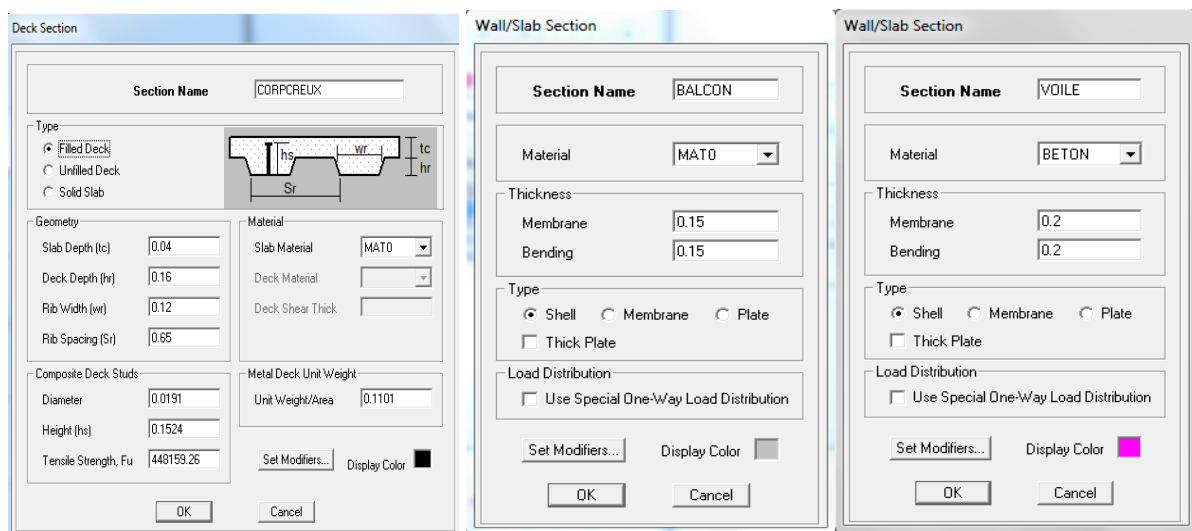


Figure 4.8 : Définition Les éléments de type area.

Affectation des éléments dans le modèle

a- Les éléments de type frame :

Poteau: draw → draw line objets → create columns in region or at clicks

Poutre: draw → draw line objets → create line in region or at clicks

b- Les éléments de type area :

Plancher + balcon + dalle pleine: Draw → draw line objets → create Areas at clicks ou

Voile: Draw → draw line objets → create wall in region or at clicks ou

La disposition des voiles:

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- assurer une excentricité minimale

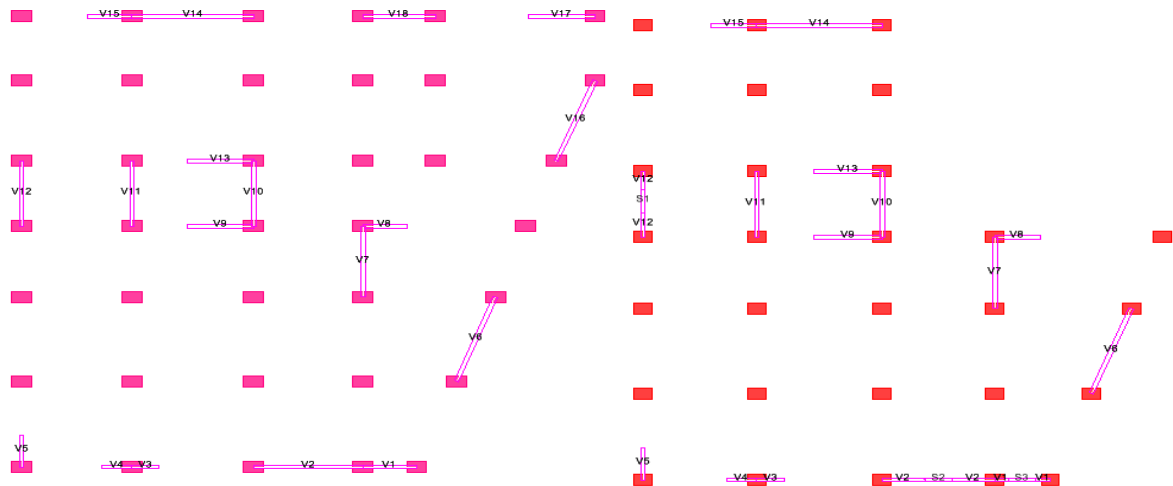


Figure 4.9 : La disposition des voiles.

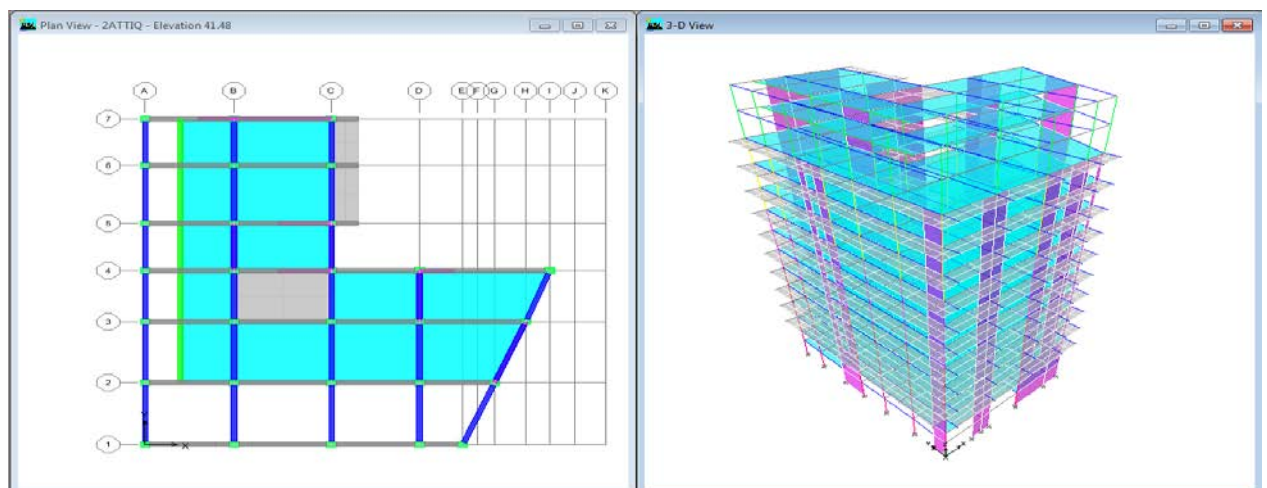


Figure 4.10 : Aperçu du bâtiment dans ETABS en 2D et 3D.

La troisième étape : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

Assign → joint/point → restraints ou → encastré → ok

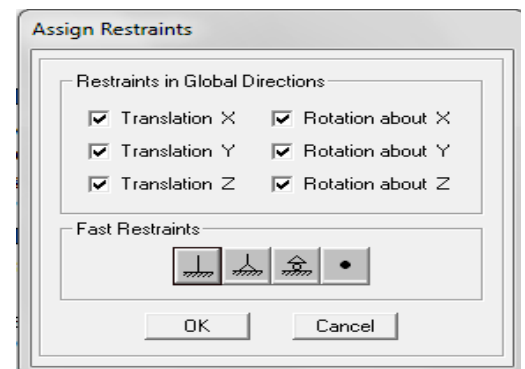


Figure 4.11 : Encastrement.

La quatrième étape : on va définir les charges appliquées sur la structure à modélisé (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

a / Définir les cas de chargement (Define → Static Load Cases...)

- Cas de Charges Statiques (Permanent et d'Exploitation)

Sélectionnez **Static Load Cases** dans le menu **Define**. Cette option permet de créer les cas de chargements statiques désirés. Dans le cas du chargement permanent **G** et si **Self Weight Multiplier** est pris égal à **1**, le poids propre des éléments de structure sera considéré automatiquement par le logiciel dans le calcul.

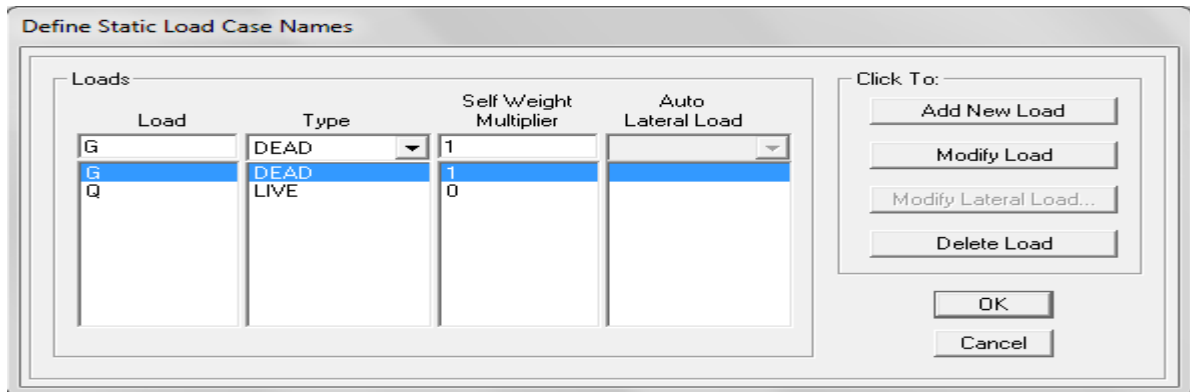


Figure 4.12 : les charges statiques G et Q.

b/ Définition de la masse

Dans notre cas d'étude d'un bâtiment d'habitant $\beta = 0.20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

d /Avec : • W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

• W_{Qi} : charges d'exploitation.

Define → masse source ou

On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de $\beta = 0.20$ pour la charge d'exploitation

c / Application des charges

Sélectionner les éléments à charger :

Pour les Charges Surfaiques « Shell/Area Loads »

Assign → shell/Area loads → uniform

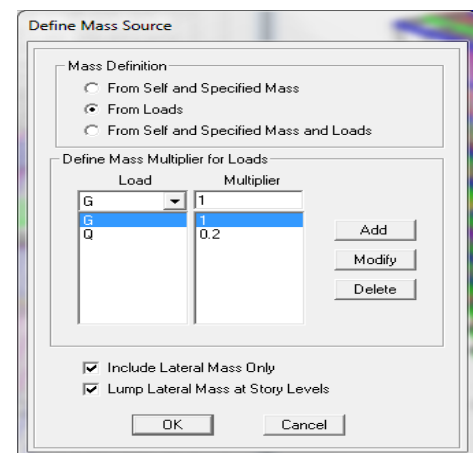


Figure 4.13 : la masse source.

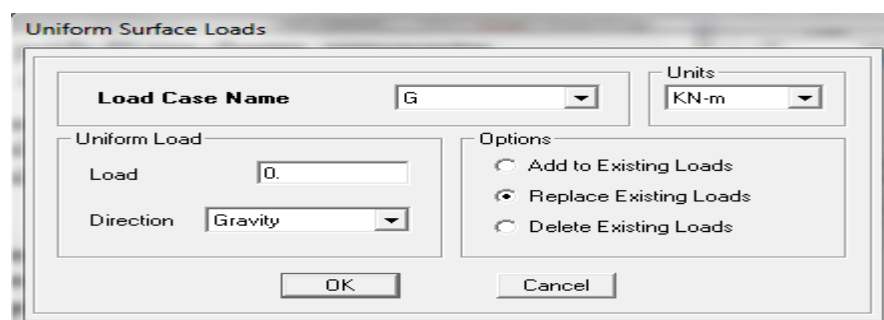


Figure 4.14 : Spécification des charges surfaiques.

Pour Charges appliquées sur les éléments Frame « Frame/Line Loads »

Assign → frame/line loads → distribution

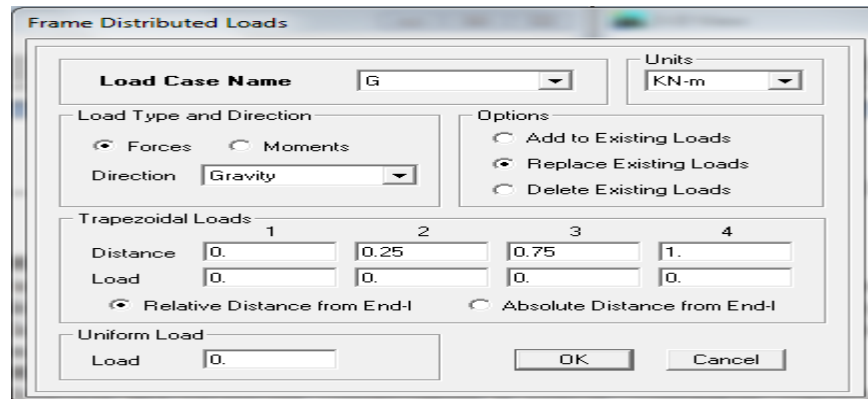


Figure 4.15 : Exemples de chargement des éléments « Frame ».

d / Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

Définition de spectre : avec application RPA99/ V2003

- Zone : (III)
- Groupe d'usage : (2)
- Coefficient de comportement global de la structure : ($R=3.5$)
- $\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages : ($\xi=7\%$)
- Q : Facteur de qualité : ($Q=1.25$)

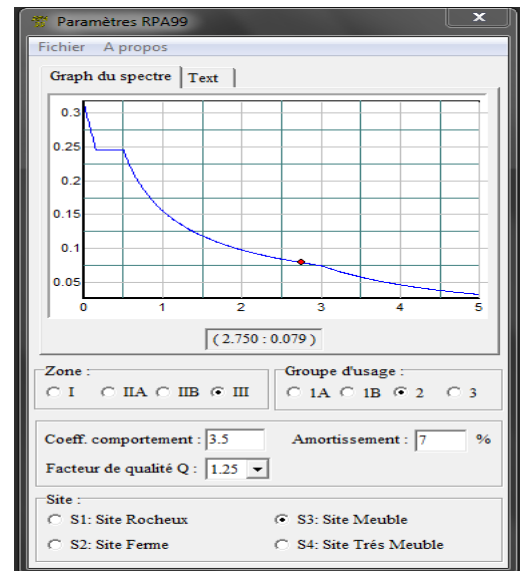


Figure 4.16 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le R.P.A99/2003.

e / Définition de fonction sismique spectre :

Pour introduire le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → response spectrum function → add spectrum from file

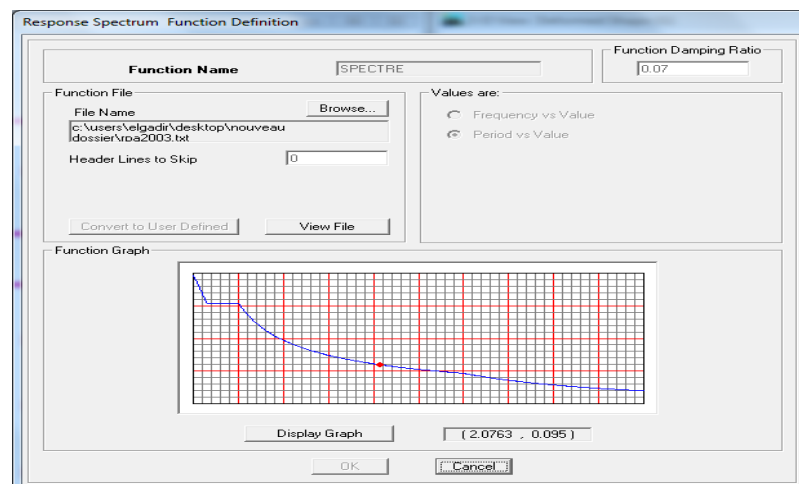


Figure 4.17 : définition de fonction sismique spectre.

f / Définition des actions sismique EX et EY :

Define → response → spectrum cases ou 

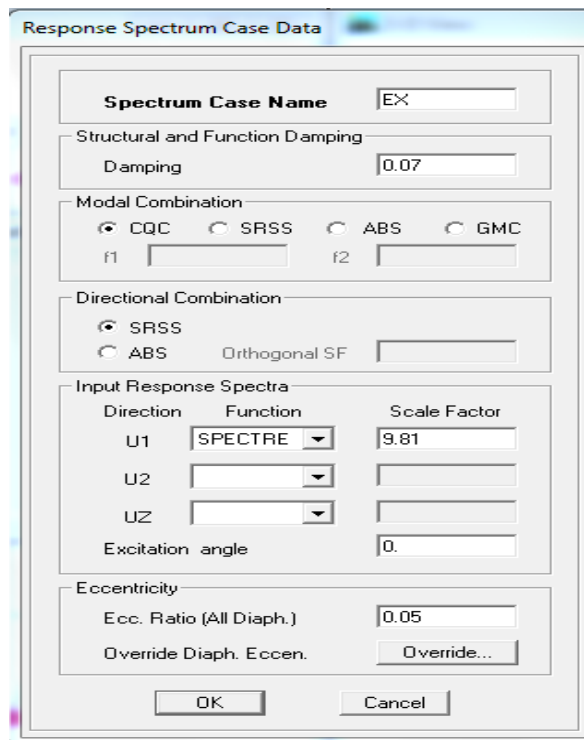


Figure 4.18 : la force sismique suivant x.

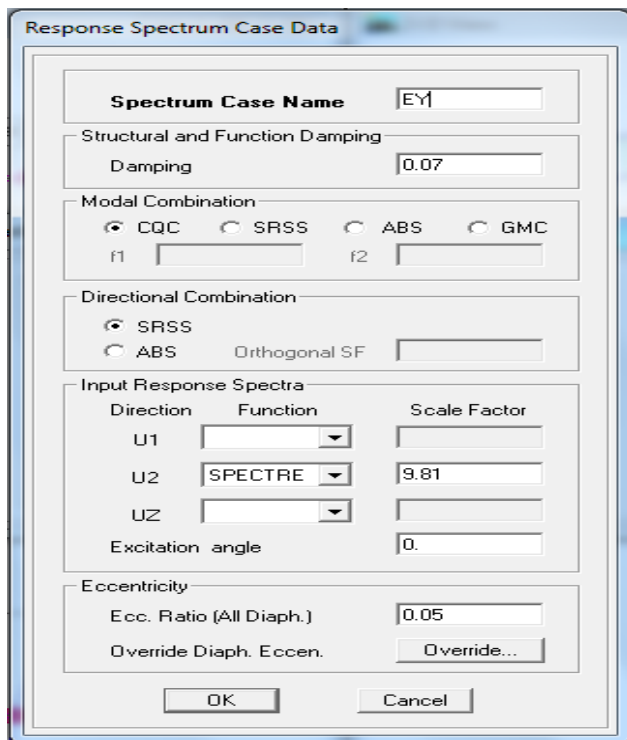


Figure 4.19 : la force sismique suivant y.

La cinquième étape : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.

a / Combinassions des charges :

-Combinaisons aux états limites

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

-Combinaisons accidentelles du RPA

$$ELSEX = G + Q + EX$$

$$ELSEY = G + Q + EY$$

$$08GEX = 0.8G + EX$$

$$08GEY = 0.8G + EY$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → loads combination Ou 

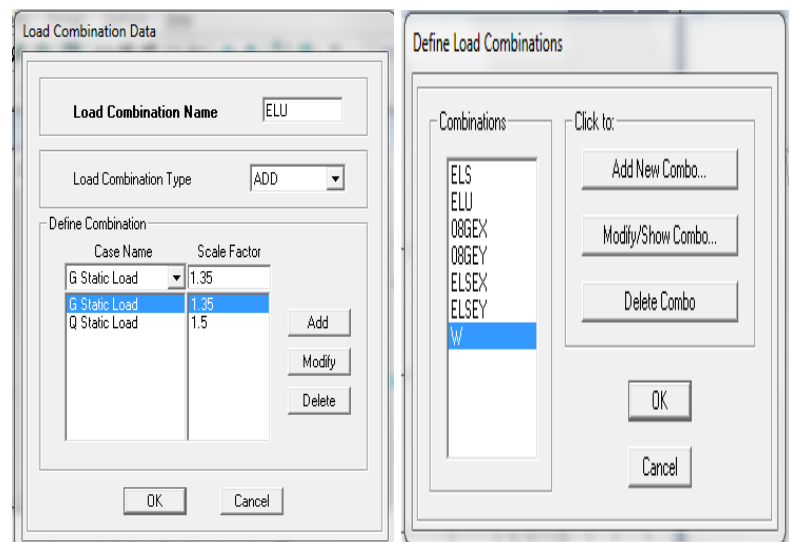


Figure 4.20 : combinaison d'action.

Liaisons rigides (diaphragmes)

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

On sélectionner les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → joint/point diaphragms → add New diaphragms → D1 → ok

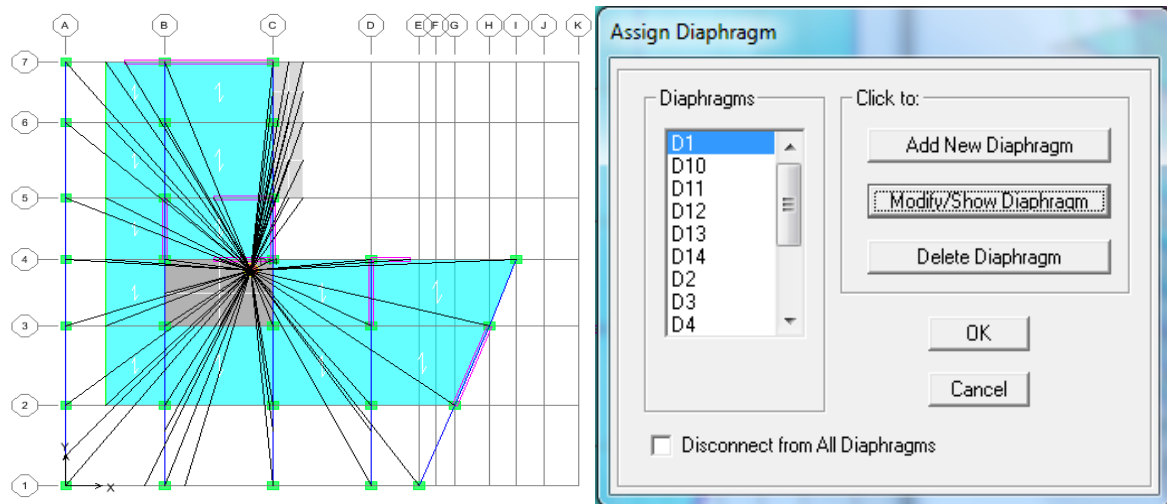


Figure 4.21 : diaphragme.

La sixième étape : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

a / Lancer l'analyse de la structure

Analyse → Run analysis

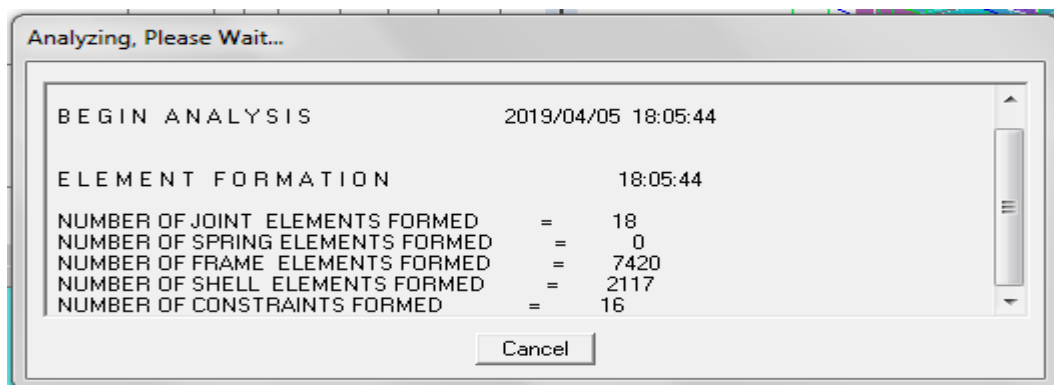


Figure 4.22 : Lancer l'analyse de la structure.

4.2.3 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

4.2.3.1 Le centre de masse

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (poteaux, poutres, planchers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : M_i : La masse de l'élément "i" du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément "i" par rapport au repère global.

Remarque :

Il y a lieu de rappeler que l'ETABS calcule et affiche automatiquement les deux (02) facteurs cités précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est lié par un diaphragme.

4.2.3.2 Le centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le Contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

-Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

-Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

4.2.3.3 Excentricité

a) Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

b) Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \quad e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}|$$

c) Excentricité accidentelle

$$e_{ax} = 5\%L_x \quad e_{ay} = 5\%L_y$$

Le règlement parasismique algérienne RPA99 (art4.2.7) nous préconise de considérer une excentricité minimale égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

-Après l'analyse automatique par logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous : Poids et centre de gravité de la structure

Story	Diaphragm	Masse	Centre de gravité		Centre de rigidité		EX	EY
			XCCM	YCCM	XCR	YCR		
RDC	D1	602.2639	12.208	13.64	12.229	12.569	0.021	1.071
SERVICE	D2	655.4109	11.395	12.986	12.578	12.388	1.183	0.598
1ETAGE	D3	713.6003	10.528	12.339	12.660	11.982	2.132	0.357
2ETAGE	D4	581.4643	8.525	10.599	11.339	11.950	2.814	1.351
3ETAGE	D5	581.4643	8.525	10.599	10.958	11.857	2.433	1.258
4ETAGE	D6	570.7187	8.521	10.593	10.580	11.690	2.059	1.097
5ETAGE	D7	561.6753	8.516	10.589	11.230	11.508	2.714	0.919
6ETAGE	D8	561.6753	8.516	10.589	10.906	11.331	2.39	0.742
7ETAGE	D9	552.0608	8.513	10.583	10.617	11.172	2.104	0.589
8ETAGE	D10	544.1589	8.508	10.579	10.361	11.034	1.853	0.455
9ETAGE	D11	544.1589	8.508	10.579	10.130	10.908	1.622	0.329
10ETAGE	D12	525.2821	8.514	10.677	9.925	10.793	1.411	0.116
1ATTIQ	D13	347.6983	9.433	12.508	9.720	10.723	0.287	1.785
2ATTIQ	D14	320.1519	9.313	12.330	9.506	10.667	0.193	1.663

Tableau 4.1 : Les poids et centre de gravité de la structure.

- **Excentricité accidentelle :**

$$e_{acc} = 0.05 \max (l_x, l_y) = 0.05 \max (24.75; 26.75) = 1.34m$$

$$\text{Donc : } e_{xy} = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 2.81m$$

- **Poids total de bâtiment :**

$$W_T = 74171.46 \text{ KN}$$

4.2.3.4 Périodes de vibration / Participation massiques.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	
1	0.91963	0.8933	61.311	0.8933	61.311	2.5301	translation
2	0.68183	62.9868	0.6136	63.88	61.9246	0.0136	translation
3	0.56163	0.233	0.8298	64.113	62.7543	57.1045	rotation
4	0.23735	0.5403	16.2843	64.6533	79.0386	0.4706	/
5	0.18621	16.317	0.9635	80.9703	80.0021	0.0007	/
6	0.147	0.2727	1.126	81.243	81.1281	18.1612	/
7	0.11625	0.9683	5.5164	82.2114	86.6445	0.3284	/
8	0.09353	5.6784	2.3158	87.8898	88.9603	0.0303	/
9	0.07785	2.4548	2.8404	90.3446	91.8007	1.6326	/
10	0.07158	0.0086	0.0023	90.3532	91.803	8.8751	/
11	0.06077	1.8493	2.6445	92.2025	94.4475	0.125	/
12	0.05464	2.0938	0.7705	94.2962	95.218	0.0007	/

Tableau 4.2 : périodes, modes et participation massique.

4.2.4 Analyse des résultats

- Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0.919s**

- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

- On retient les 09 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

- La période fondamentale de la structure $T=0.919s$, ne doit pas dépasser la période empirique de plus de 30%, sachant que $T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$ tel que :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

$$T_{RPA} = 0.72$$

Donc : $T_{fon} = 0.919 < 1.3 T_{RPA} = 0.936$ condition vérifiée.

a) Schémas des trois premiers modes de vibration

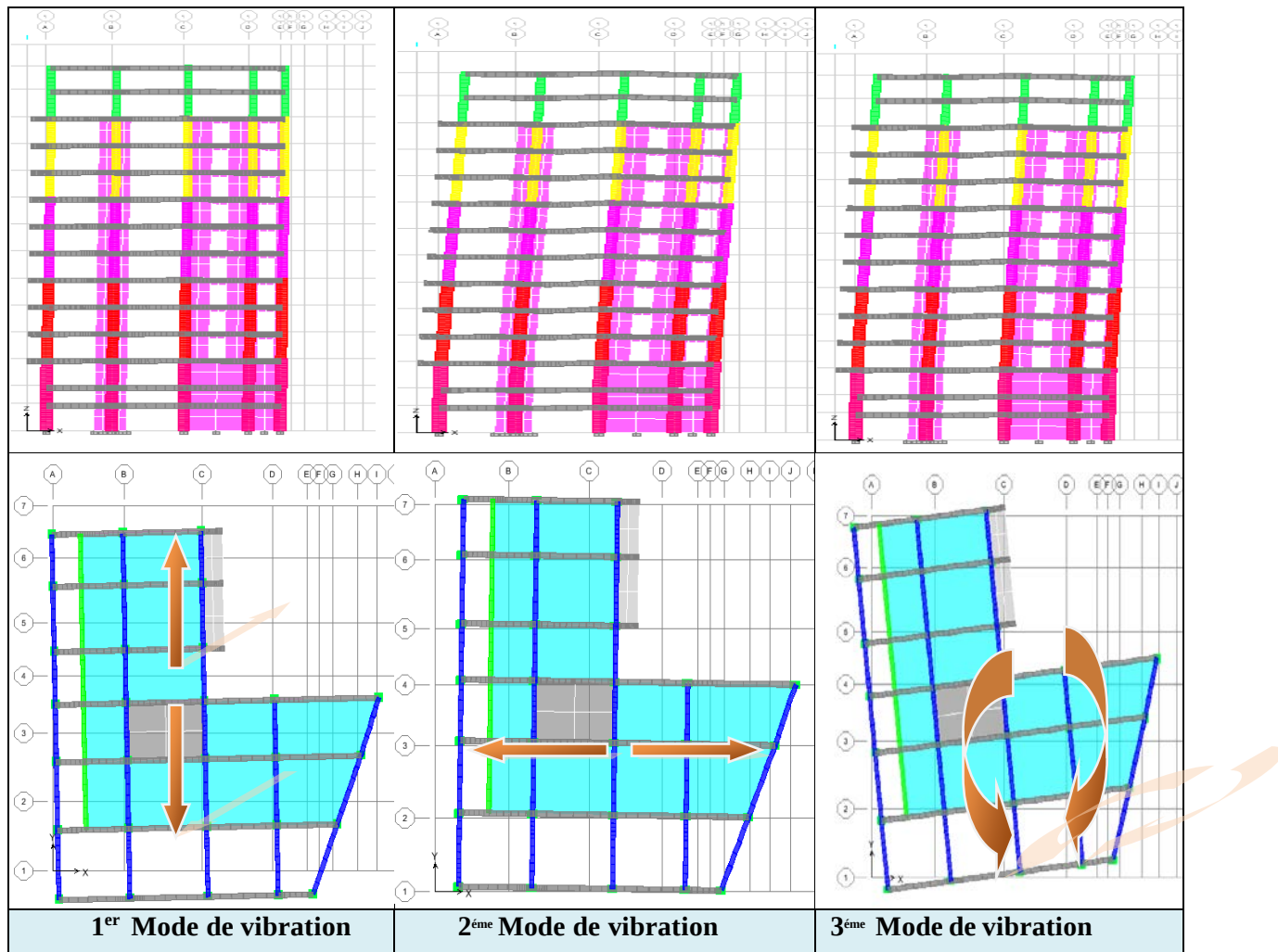


Tableau 4.3 : Les modes de vibration de la structure.

1^{er} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1 = 0.919s$.

2^{ème} mode : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_2 = 0.681s$.

3^{ème} mode : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3 = 0.561s$.

4.3 Étude sismique

4.3.1 Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique III et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

4.3.2 Les méthodes de calcul: (A4.1.1./RPA99/2003)

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 accélérogrammes.

4.3.2.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: **facteur de qualité**, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

➤ **A : coefficient d'accélération de zone:**

Donné par le tableau (4.4)) ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.4 : Coefficients d'accélération de zone A.

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone III donc :A = 0.25

➤ **Q : Facteur de qualité, défini par**

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante: $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec : P_q: la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

Critère q	P _q // xx	P _q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau 4.5 : Q = 1.25 « pour les deux sens».

➤ **W : poids de la structure**

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Tableau 4.6 : Détermination de « β » selon le tableau 4.5 (R.P.A99/2003)

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés Bâtiments recevant du public temporairement.	0.20
2	salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
3	salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises. Entrepôts, hangars.	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	0.50
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	1.00

A partir de la valeur du β , on peut déterminer le poids total de la structure :

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

Avec : $\bullet W_{Gi}$: poids dû aux charges permanentes

$\bullet W_{Qi}$: charges d'exploitation

Poids total: $W_T = 74171.46 \text{ KN}$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure « R »**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (R.P.A99/2003). En cas d'utilisation de systèmes Voiles porteurs

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen** : En fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version2003.

$$\text{Catégorie } S_3 \quad \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec.} \end{cases}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- $\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 7\%$.

D'où $\eta = 0,88 > 0,7$

d. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

$h_N = 41.48\text{m}$

$$C_T = 0.05 \quad \text{donc : } T = 0.05 \times 41.48^{3/4} = 0.82\text{s}$$

Dans notre cas d'étude le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé on peut utiliser aussi la formule suivante :

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 26.75\text{m}$$

$$D_y = 24.75\text{m}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \frac{41.48}{\sqrt{26.75}} = 0.72\text{sec} \\ T_y = 0.09 \frac{41.48}{\sqrt{24.75}} = 0.75\text{sec} \end{cases}$$

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$\begin{cases} T_x = \min(0.82; 0.72) = 0.72\text{s} \\ T_y = \min(0.82; 0.75) = 0.75\text{s} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3\text{s} \Rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 (0.5 / 0.72)^{2/3} = 1.67 \\ T_2 \leq T_y \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 (0.5 / 0.75)^{2/3} = 1.62 \end{cases}$$

Les efforts sismique a la base

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0.25 \times 1.67 \times 1.25 \times 74171.46)}{3.5} = 11059.49 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0.25 \times 1.62 \times 1.25 \times 74171.46)}{3.5} = 10728.37 \text{ KN}$$

4.3.2.2 La méthode modale spectrale (A4.1.3./RPA99/2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous 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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- o Concentration des masses au niveau des planchers.
- o Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- o Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- o Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b) Analyse spectrale**➤ Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données 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 un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse**

Sa/g

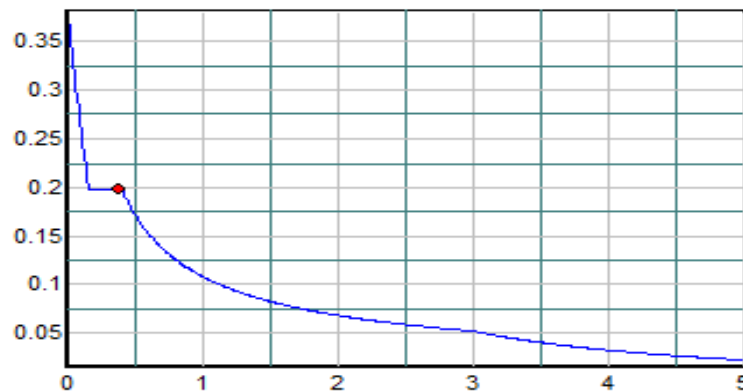


Figure 4.23 : Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur, (g = 9.81N)

A : coefficient d'accélération de zone, (A=0.25)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement (R = 3.5).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T₁ = 0.15sec, T₂ = 0.5sec)

Q : Facteur de qualité. (Q = 1.25)

4.3.2.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

4.3.3 Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier les conditions mentionnées sur le RPA99/version 2003

4.3.3.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Pour notre cas :

- Le bâtiment présente une configuration irrégulière
- Zone III
- Groupe d'usage 2
- La hauteur du bâtiment $H = 41.48\text{m} > 17\text{m}$

La M.S.E n'est pas applicable

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

4.3.4 Vérifications des exigences de RPA99/2003

4.3.4.1 Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **VD** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V_{stat} .

a) Résultats de l'analyse sismique par le logiciel ETABS

Les efforts sismiques à la base sont :

$$VD_{xx} = 10660.67\text{KN}$$

$$VD_{yy} = 8813.65\text{ KN}$$

Le sens	V_{dyn} (KN)	V_{stat} (KN)	V_{dyn} / V_{stat}	Obser
Long	10239.13	11059.49	0.92	> 0.80
Tansv	8813.65	10728.37	0.82	> 0.80

Tableau 4.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Donc : **La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est vérifiée.**

4.3.4.2 Justification de système de contreventement

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003, on doit calculer le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques et les voiles, comme présenter dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Charge reprise par...en (KN)		Pourcentage reprise par....)	
	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
RDC	50332.76	30887.34	0.62	0.38

Tableau 4.9 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical.

La structure est une structure en voile donc $R= 3.5$

4.3.4.3 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : d'après le RPA99/V 2003

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

Les résultats sont tel qu'affiché sur les tableaux suivant :

1) Sens longitudinal

Mode	Période	S_a/g	α_i %	W(KN)	Vt(KN)
1	0.919	0.195	0.89	74171.46	129.03
2	0.682	0.202	62.99	74171.46	9453.82
3	0.562	0.205	0.23	74171.46	35.36
4	0.237	0.223	0.54	74171.46	89.45
5	0.186	0.246	16.32	74171.46	2971.61
6	0.147	0.247	0.27	74171.46	49.93
7	0.116	0.261	0.97	74171.46	187.16
8	0.094	0.271	5.68	74171.46	1140.31
9	0.078	0.278	2.45	74171.46	505.71

Tableau 4.10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

2) Sens transversal

Mode	Période	S_a/g	α_i %	W(KN)	Vt(KN)
1	0.919	0.195	61.31	74171.46	8856.20
2	0.682	0.202	0.61	74171.46	92.10
3	0.562	0.205	0.83	74171.46	125.91
4	0.237	0.223	16.28	74171.46	2696.05
5	0.186	0.246	0.96	74171.46	175.47
6	0.147	0.247	1.13	74171.46	206.18
7	0.116	0.261	5.52	74171.46	1066.28
8	0.094	0.271	2.32	74171.46	465.05
9	0.078	0.278	2.84	74171.46	585.14

Tableau 4.11: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

4.3.4.4 Combinaison des réponses modales : (Art 4,3.5 ; RPA 99)

Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ (Avec $T_i \leq T_j$)

Vérifie la relation suivante $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$; avec $\zeta_i = \zeta_j = 7\%$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : **E** : Effort de l'action sismique considéré

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes :

E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots \dots \dots (2)$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Mode	Périodes	$r = T_i/T_j$	$10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	Observation
1	0.919632	0.741410695	0.58823529	Non vérifié
2	0.681825	0.823709896	0.58823529	Non vérifié
3	0.561626	0.422619323	0.58823529	Non vérifié
4	0.237354	0.784507529	0.58823529	Non vérifié
5	0.186206	0.789442875	0.58823529	Non vérifié
6	0.146999	0.790835312	0.58823529	Non vérifié
7	0.116252	0.804545298	0.58823529	Non vérifié
8	0.09353	0.832363947	0.58823529	Non vérifié
9	0.077851	0.919384465	0.58823529	Non vérifié

Tableau 4.12 : Combinaison des réponses.

Conclusion: Les modes ne sont pas indépendants, donc la formule 1 n'est pas applicable.

4.3.4.5 Vérification des déplacements inter-étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (\text{art 4-19 RPA2003})$$

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \Delta = 0.01h_j$$

Avec : h_j : hauteur d'étage (j)

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

1) Sens longitudinal:

Story	$\delta_e K(m)$	$\delta K(m)$	$\delta K-1(m)$	$\Delta K(m)$	$\Delta K(m)$	Observation
2ATTIQ	0.0336	0.1176	0.11095	0.00665	0.0272	CV
1ATTIQ	0.0317	0.11095	0.1008	0.01015	0.0306	CV
10ETAGE	0.0288	0.1008	0.091	0.0098	0.0306	CV
9ETAGE	0.026	0.091	0.08085	0.01015	0.0306	CV
8ETAGE	0.0231	0.08085	0.07035	0.0105	0.0306	CV
7ETAGE	0.0201	0.07035	0.0595	0.01085	0.0306	CV
6ETAGE	0.017	0.0595	0.04865	0.01085	0.0306	CV
5ETAGE	0.0139	0.04865	0.0378	0.01085	0.0306	CV
4ETAGE	0.0108	0.0378	0.02765	0.01015	0.0306	CV
3ETAGE	0.0079	0.02765	0.0182	0.00945	0.0306	CV
2ETAGE	0.0052	0.0182	0.0105	0.0077	0.0306	CV
1ETAGE	0.003	0.0105	0.0049	0.0056	0.0306	CV
SERVICE	0.0014	0.0049	0.0021	0.0028	0.0204	CV
RDC	0.0006	0.0021	0	0.0021	0.0306	CV

Tableau 4.13 : Déplacement inter-étage dans le sens 'XX'.

2) Sens transversal

Story	$\delta_e K(m)$	$\delta K(m)$	$\delta K-1(m)$	$\Delta K(m)$	$\Delta K(m)$	Observation
2ATTIQ	0.0457	0.15995	0.14945	0.0105	0.0274	CV
1ATTIQ	0.0427	0.14945	0.13755	0.0119	0.0306	CV
10ETAGE	0.0393	0.13755	0.12425	0.0133	0.0306	CV
9ETAGE	0.0355	0.12425	0.11025	0.014	0.0306	CV
8ETAGE	0.0315	0.11025	0.09555	0.0147	0.0306	CV
7ETAGE	0.0273	0.09555	0.08085	0.0147	0.0306	CV
6ETAGE	0.0231	0.08085	0.06615	0.0147	0.0306	CV
5ETAGE	0.0189	0.06615	0.0518	0.01435	0.0306	CV
4ETAGE	0.0148	0.0518	0.0385	0.0133	0.0306	CV
3ETAGE	0.011	0.0385	0.02625	0.01225	0.0306	CV

2ETAGE	0.0075	0.02625	0.01505	0.0112	0.0306	CV
1ETAGE	0.0043	0.01505	0.007	0.00805	0.0306	CV
SERVICE	0.002	0.007	0.00315	0.00385	0.0204	CV
RDC	0.0009	0.00315	0	0.00315	0.0306	CV

Tableau 4.14 : Déplacement inter-étage dans le sens 'yy'.

Conclusion : On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la condition de l'art 5.10 du RPA99/2003 est vérifiée.

4.3.4.6 Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/2003)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$

Si : $\theta_K < 0,10$, les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k"

$$P_K = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" $V_K = \sum F_i$.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur de l'étage .

1) Sens longitudinal

Niveau	P(KN)	P(KN) Cumm	ΔK(m)	V (KN)	hK	θ K
2ATTIQ	3201.519	3201.519	0.00665	1190.57	2.74	0.00652638
1ATTIQ	3476.983	6678.502	0.01015	2285.77	3.06	0.0096915
10ETAGE	5252.821	11931.323	0.0098	3613.22	3.06	0.01057545
9ETAGE	5441.589	17372.912	0.01015	4773.2	3.06	0.01207279
8ETAGE	5441.589	22814.501	0.0105	5773.67	3.06	0.01355898
7ETAGE	5520.608	28335.109	0.01085	6654.78	3.06	0.01509731
6ETAGE	5616.753	33951.862	0.01085	7432.68	3.06	0.0161967
5ETAGE	5616.753	39568.615	0.01085	8108.6	3.06	0.01730268
4ETAGE	5707.187	45275.802	0.01015	8697.63	3.06	0.01726672
3ETAGE	5814.643	51090.445	0.00945	9190.97	3.06	0.01716678
2ETAGE	5814.643	56905.088	0.0077	9575.34	3.06	0.0149543
1ETAGE	7136.003	64041.091	0.0056	9928.23	3.06	0.01180466
SERVICE	6554.109	70595.2	0.0028	10135.2	2.04	0.00956028
RDC	6022.639	74171.46	0.0021	10239.18	3.06	0.00513526

Tableau 4.15 : Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.

2) Sens transversal

Niveau	P(KN)	P(KN) Cumm	$\Delta K(m)$	V (KN)	hK	θK
2ATTIQ	3201.519	3201.519	0.0105	1042.18	2.74	0.01177205
1ATTIQ	3476.983	6678.502	0.0119	1990.06	3.06	0.01305084
10ETAGE	5252.821	11931.323	0.0133	3139.84	3.06	0.01651624
9ETAGE	5441.589	17372.912	0.014	4109.74	3.06	0.01934037
8ETAGE	5441.589	22814.501	0.0147	4925.44	3.06	0.02225163
7ETAGE	5520.608	28335.109	0.0147	5645.16	3.06	0.02411263
6ETAGE	5616.753	33951.862	0.0147	6288.77	3.06	0.02593545
5ETAGE	5616.753	39568.615	0.01435	6857.07	3.06	0.02706093
4ETAGE	5707.187	45275.802	0.0133	7369.3	3.06	0.02670362
3ETAGE	5814.643	51090.445	0.01225	7817.05	3.06	0.02616444
2ETAGE	5814.643	56905.088	0.0112	8179.29	3.06	0.02546432
1ETAGE	7136.003	64041.091	0.00805	8518.8	3.06	0.01977674
SERVICE	6554.109	70595.2	0.00385	8730.21	2.04	0.01526093
RDC	6022.639	74171.46	0.00315	8813.35	3.06	0.00891939

Tableau 4.16 : Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.

Conclusion : On constate que θK_x et θK_y sont inférieurs à 0.1.

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de la structure étudiée.

4.3.4.7 Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/2003 Art 7.4.3.1)

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99 (version 2003) outre les vérifications prescrites par le C.B.A et 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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

étage	N_d (KN)	a b	Br adpt	V	$V < 0.3$
1ATTI	412.48	45 55	0.2	0.082	Vérifiée
étage 8	1148.3	50 60	0.3	0.153	Vérifiée
étage 5	2027.14	55 70	0.385	0.210	Vérifiée
étage 2	2961.41	60 80	0.48	0.246	Vérifiée
RDC COM	3862.34	60 90	0.54	0.286	Vérifiée
2 ^{ème} SS SOL	4010.76	60 90	0.54	0.297	Vérifiée

Tableau 4.17 : Vérifications de l'effort normal réduit.

4.3.4.8 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Soit :
$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

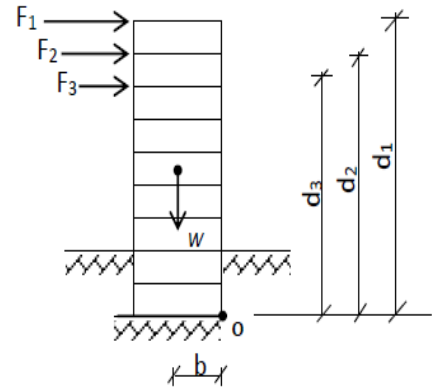
Avec :
$$\begin{cases} M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{cases}$$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré à partir de la base



	W (kN)	b (m)	Ms (kN.m)	Mr (kN.m)	Ms / Mr	Observation
Sens X-X	74171.46	13.375	992037.125	287934.18	3.445	>1.5.....vérifiée
Sens Y-Y	74171.46	12.375	917866.125	246135.79	3.72	>1.5.....vérifiée

Tableau 4.18 : Vérification de non renversement.

Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1.5 M_r$), dans les deux directions.

Chapitre 5

Ferraillage des éléments résistants

5.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de la structure étudiée.

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL91 et RPA 99/ Version 2003).

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

5.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal, donc le calcul se fera en **flexion composée**.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des sollicitations suivantes :

- ❖ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ❖ Moment maximal et l'effort normal correspondant.
- ❖ Effort normal minimal et moment correspondant.

5.2.1 Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 et CBA 93:

E L U $1.35 G + 1.5 Q$

E L S $G + Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) :

$G+Q\pm E$ RPA99 ver2003 (art 5.2)

$0.8G\pm E$ RPA99 ver2003 (art 5.2)

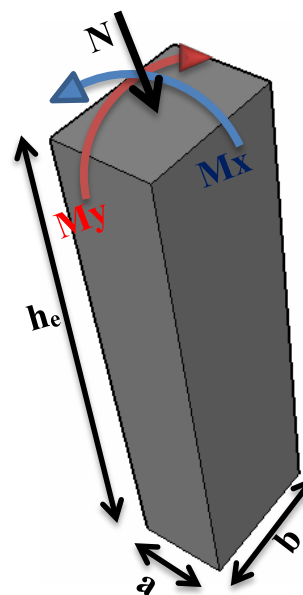


Figure 5.1 : Sollicitations du poteau

Les poteaux sont calculés sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

✓ Situation durable et accidentelle

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	18.48	1	400	400

Tableau 5.1 : Situation durable et accidentelle.

5.2.2 Calcul des armatures longitudinales

Étant donné que la structure comporte cinq (05) sections différentes de poteau, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

Zone 1 : RDC-SER-1^{er} étage : pour les poteaux de section (90x60) cm²

Zone 2 : -2^{ème} -3^{ème} -4^{ème} étage : pour les poteaux de section (80x60) cm²

Zone 3 : -5^{ème} -6^{ème} -7^{ème} étage : pour les poteaux de section (70x55) cm²

Zone 4 : -8^{ème} -9^{ème} -10^{ème} étage : pour les poteaux de section (60x50) cm²

Zone 5 : 1^{er} -2^{ème} attique : pour les poteaux de section (55x45) cm²

Les efforts obtenus par ETABS sont résumés dans le tableau suivant:

La zone	Nmax (KN)	Mcorr		Nmin (KN)	Mcorr (KN.m)		Mmax		Ncorr
		M2	M3		M2	M3	M2	M3	
Zone 1	3941.16	1.370	11.78	142.09	8.905	51.78	29.090	251.01	2857.84
Zone 2	3040.19	6.308	22.080	91.44	10.27	6.690	20.710	240.012	1621.81
Zone 3	2027.14	1.360	21.915	53.73	17.15	56.079	201.339	32.670	1691.75
Zone 4	1384.30	131.168	22.347	8.56	4.81	12.058	185.022	3.0030	518.21
Zone 5	888.03	25.225	82.186	378.42	15.55	52.48	38.870	138.497	204.18

Tableau 5.2 : Les efforts obtenus par ETABS.

5.2.3 Ferrailage longitudinal

a) Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité

$$A_{cnf} \geq 0.23b \times d \times f_{t28} / f_e \text{ avec : } d=0.9h.$$

b) Recommandations du «BAEL91» Art 8.2.3

$$A_{min} = \text{Max}(4\text{cm}^2/\text{ml}, 2B/1000).$$

$$A_{max} = 5B/100.$$

B : section du béton = $b \times h$.

c) Recommandations du «RPA 2003 »

$$\blacklozenge A_{min} = 0.9\% \times B \rightarrow (\text{Zone III}).$$

$$\blacklozenge A_{max} = 3\% \times B \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$\blacklozenge A_{max} = 6\% \times B \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

$$\blacklozenge \text{Le diamètre minimum : } \phi_{min} = 12\text{mm};$$

$$\blacklozenge \text{La longueur minimale de recouvrement est de } 50\phi \longrightarrow (\text{zone III}).$$

$$\blacklozenge \text{La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser } 20\text{cm (zone III).}$$

$$\blacklozenge \text{Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales}$$

$$h' = \text{Max}(h_e/6, b/1, h/1, 60\text{cm}).$$

• Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	BAEL 91			CBA93	RPA99/V2003		
Zone	Section (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Acnf (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²) zone courante	Amax (cm ²) Zone de Recouvrement
(Zone 1)	90 × 60	10.80	270.00	5.87	48.60	162.00	324.00
(Zone 2)	80 × 60	9.60	240.00	5.22	43.20	144.00	288.00
(Zone 3)	70 × 55	7.70	192.50	4.18	34.65	115.50	231.00
(Zone 4)	60 × 50	6.00	150.00	3.26	27.00	90.00	180.00
(Zone 5)	55 × 45	4.95	123.75	2.69	22.28	74.25	148.50

Tableau 5.3 : Ferrailage maximale et minimale.

5.2.4 Calcul du ferrailage des poteaux

Exemple de calcul

1. Ferrailage longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Un poteau de (90× 60) (cm²) :

$C=C'=3cm$.

$S=90\times 60(cm^2)$.

$L=3.06m$.

$f_{bu}=14.2MPa$.

$N_{min} = 142.09 KN$ et $M_{corr} = 51.78KN.m$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$e_a = \max (2 cm ; l / 250) = \max (2 cm ; 1.22cm)$

$e_a = 2cm=0.02m$.

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_1 = M_{uG} / N_u = 0.36m$.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

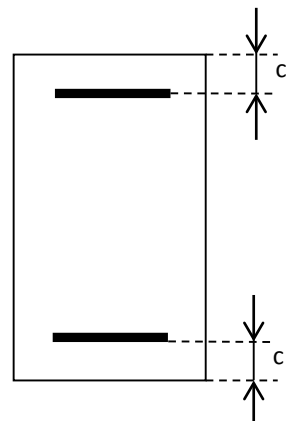
l_f : longueur de flambement du poteau.

Si :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14m$.



$3.57 < \max(15 ; 12)$ Condition vérifié.

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10(1 - (M_u / 1.5 \times M_s)) = 0.8$$

$$e_2 = 0.005m.$$

$$e = (e_1 + e_a + e_2) = 0.36 + 0.02 + 0.005 = 0.385m$$

$$e = 0.385m.$$

$$M_{u_{corr}} = N_u \times e = 142.09 \times 0.385 = 54.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_{u_{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 54.7 + 142.09 \times (57 - 45) = 1759.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 1759.61 \times 10^6 / (900 \times 570^2 \times 14.2) = 0.42.$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} (1 - 0.4 \frac{h}{d}) = 0.465.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \dots\dots S.P.C$$

$$\mu_{lu} = 0.379$$

Donc on a $\mu_{lu} \geq \mu_{bu} \dots\dots\dots A' = 0.$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.92$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36.02 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 0.014 \text{ cm}^2$$

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 0.014 - (142.09 \times 10 / 348) = 0.014 - 4.08 = -4.06 \text{ cm}^2.$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section As la section minimale A_{min}

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Zone	Section des poteaux	Acal (cm²) socotec	Amin (cm²) RPA99	Aadoptée (cm²)
(Zone 1)	90×60	3.05	48.60	4HA25+10HA20=51.07 cm²
(Zone 2)	80×60	6.08	43.20	14HA20=43.98cm²
(Zone 3)	70×55	3.22	34.65	4HA20+10HA16=37.70 cm²
(Zone 4)	60×50	0.88	27.00	14HA16=28.15 cm²
(Zone 5)	55×45	3.02	22.28	12HA16=24.13cm²

Tableau 5.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

5.2.5 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

➤ **Selon BAEL91 modifié 99 :**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l\right)$ Zone courante (zone III).

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right) \text{ et } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b: les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Zone	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
(Zone 1)	90 × 60	4HA25+10HA20	25 et 20	10	15
(Zone 2)	80 × 60	14HA20	20	10	15
(Zone 3)	70 × 55	4HA20+10HA16	20 et 16	10	15
(Zone 4)	60 × 50	4HA20+10HA16	20 et 16	10	15
(Zone 5)	55 × 45	4HA20+8HA16	20 et 16	10	15

Tableau 5.5 : Espacements maximaux selon RPA99.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix
(Zone 1)	90 × 60	2.142	2.38	3.75	81.54	N	10	1.27	6T8
						C	15	1.91	6T8
(Zone 2)	80 × 60	2.142	2.78	3.75	128.18	N	10	2.00	6T8
						C	15	3.00	6T8
(Zone 3)	70 × 55	2.142	3.06	3.75	133.18	N	10	2.08	6T8
						C	15	3.12	6T8
(Zone 4)	60 × 50	2.142	3.57	3.75	138.62	N	10	2.17	6T8
						C	15	3.25	6T8
(Zone 5)	55 × 45	2.142	3.89	3.75	87.67	N	10	1.37	4T8
						C	15	2.05	4T8

Tableau 5.6: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

5.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- **Acier** :
 - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$
 - Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta = 1.6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Niveau	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
(Zone 1)	90 × 60	-2870.75	-8.467	4.71	15	OK
(Zone 2)	80 × 60	-2215.66	-16.042	10.11	15	OK
(Zone 3)	70 × 55	-1285.93	-18.53	12.50	15	OK
(Zone 4)	60 × 50	-872.67	14.85	5.30	15	OK
(Zone 5)	55 × 45	-250.41	13.73	5.20	15	OK

Tableau 5.7: Vérification des contraintes pour les poteaux.

5.2.6.1 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0.040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	λ_g (%)	ρ_a	τ_u	$\bar{\tau}_u$ RPA	$\bar{\tau}_u$ BAEL	Vérification
(Zone 1)	90 × 60	81.54	3.57	0.04	0.23	1	3.33	Vérifié
(Zone 2)	80 × 60	128.18	3.57	0.04	0.28	1	3.33	Vérifié
(Zone 3)	70 × 55	133.18	3.89	0.04	0.36	1	3.33	Vérifié
(Zone 3)	60 × 50	138.62	4.284	0.04	0.52	1	3.33	Vérifié
(Zone 3)	55 × 45	87.67	4.76	0.04	0.37	1	3.33	Vérifié

Tableau 5.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

5.2.7 Ferraillage des poteaux du sous-sol

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0.9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

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

B_r : Section réduite du poteau considéré.

α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{Avec} \quad \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B = \frac{\pi}{4} d^2$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0.7l_0$.

La section réduite $Br = \frac{\pi}{4}(d - 0.02)^2 [m^2]$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(SS2) = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u(SS2) = 4406.22 kN$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du sous-sol 2 : $N_{u(ss2)} = 4406.22 kN$

b. Calcul du ferraillage

- $i = \frac{d}{4\sqrt{\pi}} = 25.98 cm$
- $\lambda = \frac{0.7 \times 3.06 \times 10^2}{25.98} = 8.24 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.708$
- $Br = 2864.043 cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{4406.22 \times 10^3}{0.83} - \frac{2864.043 \times 10^2}{0.9} \times \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s \geq 14.13 cm^2$$

$$A_s^{\min} = 0.9\% B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 48.6 cm^2$$

Nous prenons : $4T25 + 10T20 = 51.07 cm^2$.

Disposition constructive des armatures dans les poutres

- Longueurs de recouvrement : $L_r > 50 \times \emptyset$

$\emptyset = 25 mm \rightarrow L_r > 50 \times 2.5 = 125 cm$. On adopter: $L_r = 125 cm$.

$\emptyset = 20 mm \rightarrow L_r > 50 \times 2 = 100 cm$. On adopter: $L_r = 100 cm$.

$\emptyset = 16 mm \rightarrow L_r > 50 \times 1.6 = 80 cm$. On adopter: $L_r = 80 cm$.

- Les zones nodales: $h' = \max (h/6, b/1, h/1, 60 cm) = 90 cm$.

5.2.8 Schéma de ferraillage

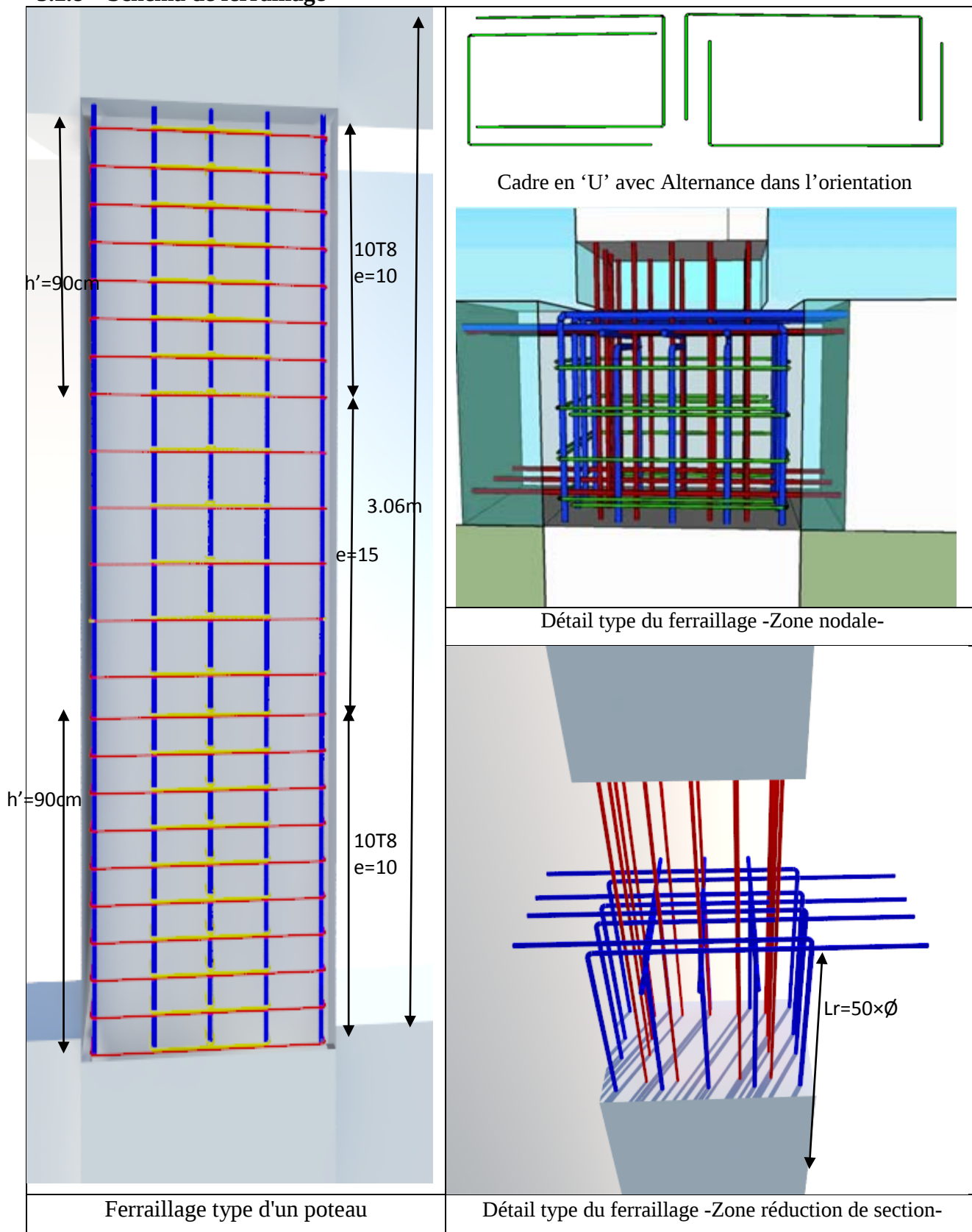


Figure 5.2 : Exemple de Ferraillages des poteaux (Coupe verticale).

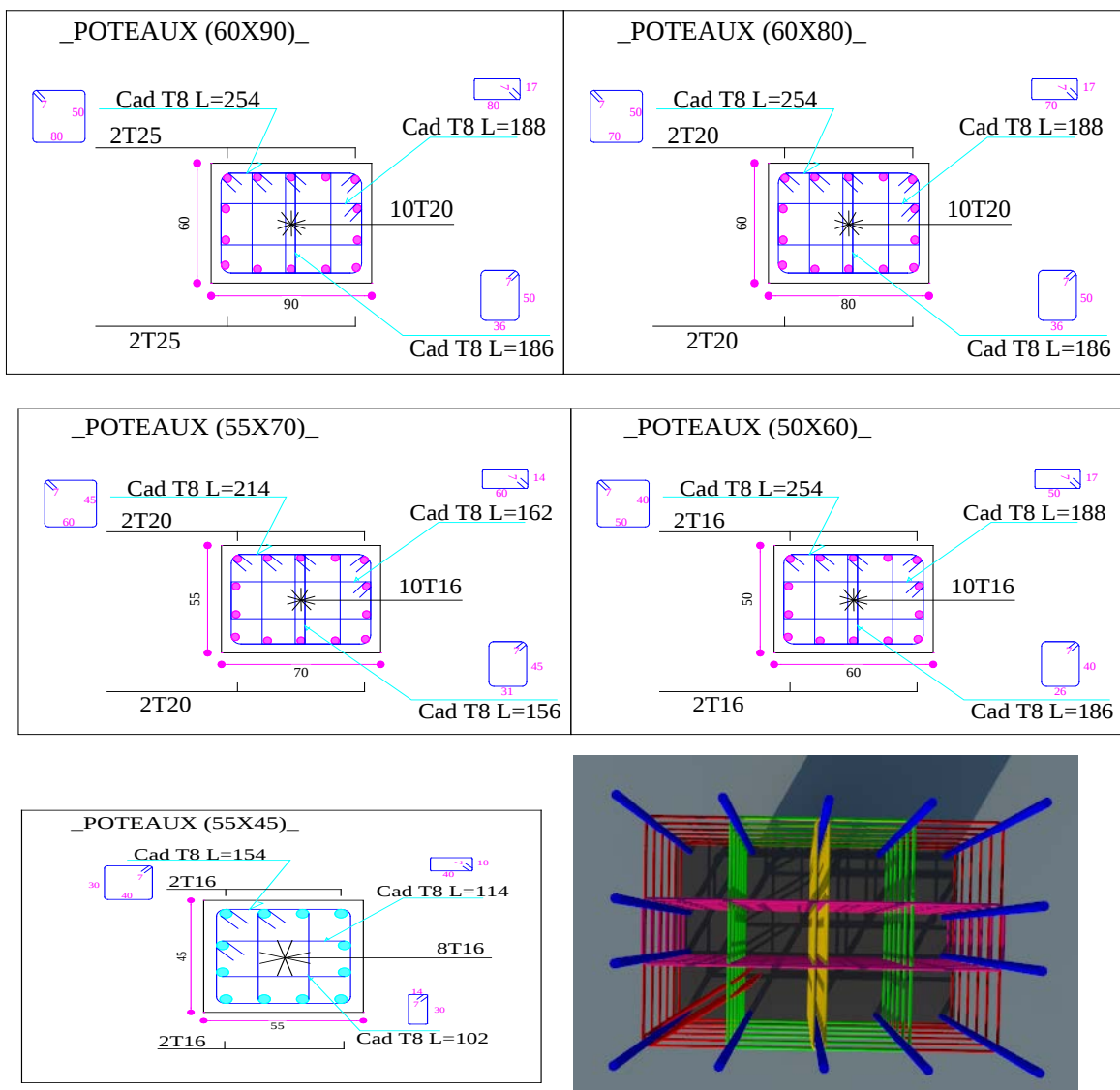


Figure 5.3 : Ferrailages des poteaux.

5.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui jouent le rôle d'intermédiaire, c'est-à-dire elles transmettent les charges du plancher vers les poteaux.

Le ferrailage est calculé à l'ELU et l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du RPA99 (version 2003) et du BAEL91. Elles sont sollicitées à la flexion simple.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1.35G+1.5Q$.
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$ et $0.8G\pm E$.

5.3.1 Ferrailage

5.3.1.1 Recommandation du RPA

Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en Zone courante et 6% en Zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 50ϕ : En zone IIb et III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ Les 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 appuis.

Armatures transversales

- ✓ La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $(h/4, 12\phi)$;
En dehors de la zone courante : $s \leq h/2$.
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

5.3.1.2 Recommandation du BAEL91

• Armatures longitudinales

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante:

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

• Armatures transversales

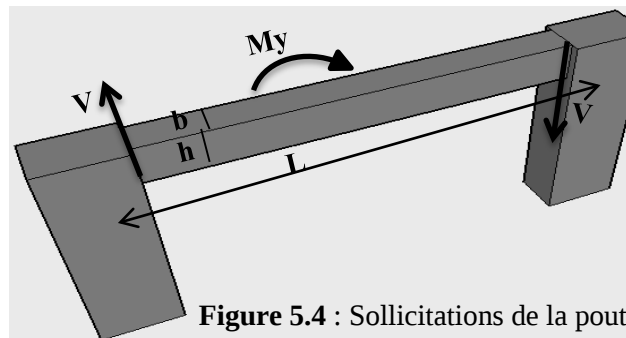


Figure 5.4 : Sollicitations de la poutre.

Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min}(h/35; \phi_{l \min}; b/10)$

Espacement maximale : $S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm})$

5.3.2 Ferraillages longitudinaux

Exemple de calcul

On prend la poutre du RDC et 1^{er} étage ; La poutre est sollicitée par une flexion simple, donc le calcul du ferraillage se fait selon l'organigramme BAEL91.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $F_{bu}=14.2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $b=35\text{cm}$; $h=55\text{cm}$; $d=49.5\text{cm}$

La poutre est sollicitée par un moment de flexion en travée : $M_u = 134.545 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}} = 0.11 \quad \mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.146$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 46.61\text{cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 8.29\text{cm}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivant :

a) Poutres principales non liée au voile :

Mt (KN.m)	MA (KN.m)	At (cm ²)	AA (cm ²)	A RPA (cm ²)	Choix des barres	A adop (cm ²)
106.498	-134.54	5.21	8.29	9.625	6T16	12.06

Tableau 5.9 : Armatures longitudinales des poutres principales non lié au voile.

b) Poutres principales liée au voile :

Mt (KN.m)	MA (KN.m)	At (cm ²)	AA (cm ²)	A RPA (cm ²)	Choix des barres	A adop (cm ²)
200.712	-284.247	10.08	14.64	9.625	5T20	15.71

Tableau 5.10 : Armatures longitudinales des poutres principales lié au voile.

c) Poutres secondaires non liée au voile :

Mt (KN.m)	MA (KN.m)	At (cm ²)	AA (cm ²)	A RPA (cm ²)	Choix des barres	A adop (cm ²)
148.368	-158.278	10.89	11.7	6.75	6T16	12.06

Tableau 5.11 : Armatures longitudinales des poutres secondaires non lié au voile.

d) Poutres secondaires liée au voile :

Mt (KN.m)	MA (KN.m)	At (cm ²)	AA (cm ²)	A RPA (cm ²)	Choix des barres	A adop (cm ²)
187.539	-222.379	14.15	17.32	6.75	6T20	18.85

Tableau 5.12 : Armatures longitudinales des poutres secondaires lié au voile.

e) Poutre de chinage (30×40)cm²:

Mt (KN.m)	MA (KN.m)	At (cm ²)	AA (cm ²)	A BAEL (cm ²)	A RPA (cm ²)	Choix des barres	A adop (cm ²)
48.112	-65.385	3.35	4.6	1.34	6.75	3T14	4.62

Tableau 5.13 : Armatures longitudinales des poutres de chinage.

5.3.3 Calcul des armatures transversales

A. Selon le BAEL91

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 1/f_e 0.4 \times b \times S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales..... $S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$

On adopte les espacements suivants :..... $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc: $A_t \geq 1/400 \times 0.4 \times 0.3 \times 0.15 \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Conclusion: S_t adopté = $\min(S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}})$.

- En zone nodale: $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

Le choix des barres est le suivant : 8Ø8..... $A_t = 4.02 \text{ cm}^2$

(On aura un cadre et un étrier de diamètre Ø8).

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 50\phi$

Soit : 80 cm pour les Ø16

Soit : 70 cm pour les Ø14

Soit : 100 cm pour les Ø20

Les zones nodales : $l' = 2h = 110 \text{ cm} \rightarrow 12 \times 10 \text{ cm} \equiv 110 \text{ cm}$

L'espacement

Zone nodale : $S \leq h/4 \rightarrow e = 10 \text{ cm} \rightarrow 12 \times 10 \text{ cm} \equiv 110 \text{ cm}$

Zone courante : $S' = h/2 = 27.5 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

Condition de non fragilité : $A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

Section (cm ²)	A_s^{choisi} (cm ²)	A_{cnf}^{min} (cm ²)	Vérification
35x55	12.06	2.179	Vérifiée
30x40	12.06	1.449	Vérifiée

Tableau 5.14 : Vérification de la condition de non fragilité.

5.3.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.20 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

	Section (cm ²)	$T_u^{\max}$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
P-Principales liée au voile	35x55	166.72	0.96	3.33	Oui
P-Principales non liée au voile	35x55	153.97	0.89	3.33	Oui
P-Secondaires liée au voile	30x40	127.11	1.18	3.33	Oui
P-Secondaires non liée au voile	30x40	107.62	1.00	3.33	Oui

Tableau 5.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

5.3.3.2 Contrainte d'adhérence

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$: (Somme des périmètres utiles des barres)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	VU (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
P-Principales liée au voile	166.72	50.24	0.745	3.15	vérifiée
P-Principales non liée au voile	153.97	45.216	0.764	3.15	vérifiée
P-Secondaires liée au voile	127.11	56.52	0.694	3.15	vérifiée
P-Secondaires non liée au voile	107.62	45.216	0.735	3.15	vérifiée

Tableau 5.16 : Vérification de la contrainte d'adhérence.

- Donc pas de risque d'entérinement des barres

5.3.3.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.4 a b f_{c28} / \gamma_b$ avec : $a = 0.9d$

Poutres principales : $V_u=166.72KN \leq 1039.5KN$ Condition vérifiée.

Poutres secondaires : $V_u=127.11KN \leq 648KN$ Condition vérifiée.

5.3.3.4 Vérification vis à vis de l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poutres, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) , puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

- **Acier** :

➤ Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

➤ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right)$

➤ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta\right)$

Avec : $\eta=1.6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=240MPa$.

5.3.3.5 Vérification des contraintes

➤ **Position de l'axe neutre "y"** :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

➤ **Moment d'inertie "I"** :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=2.5cm$; $d=52.5cm$; $b=35cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \right.$$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

La nature des Poutres	As (cm²)	Mser (KN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation ($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$)
P-P liée au voile	15.71	87.64	6.44	15	vérifiée
P-P non liée au voile	12.06	96.71	5.21	15	vérifiée
P-S liée au voile	18.85	32	5.83	15	vérifiée
P-S non liée au voile	12.06	107.11	6.86	15	vérifiée

Tableau 5.17 : Vérification des contraintes.

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Pour $h=40\text{cm}$; $b_0=30\text{cm}$; $d=37\text{cm}$; $L=4.6\text{m}$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

$$\bullet \frac{h}{L} = 0.072 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0.0092 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Pour $h=55\text{cm}$; $b_0=35\text{cm}$; $d=52.5\text{cm}$; $L=7.22\text{m}$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

$$\bullet \frac{h}{L} = 0.076 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0.0066 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Arrêt des barres :

- Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

5.3.4 Schéma de ferrailage

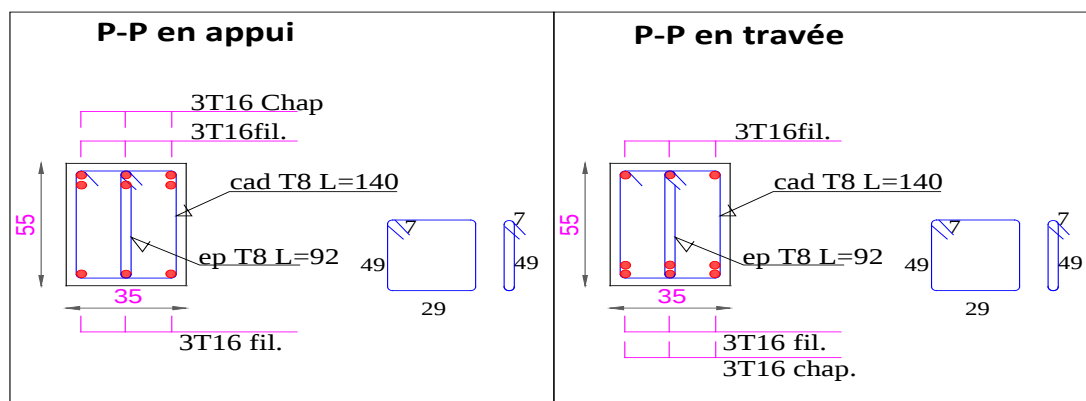


Figure 5.5 : Ferrailages de la poutre principale de (35X55).

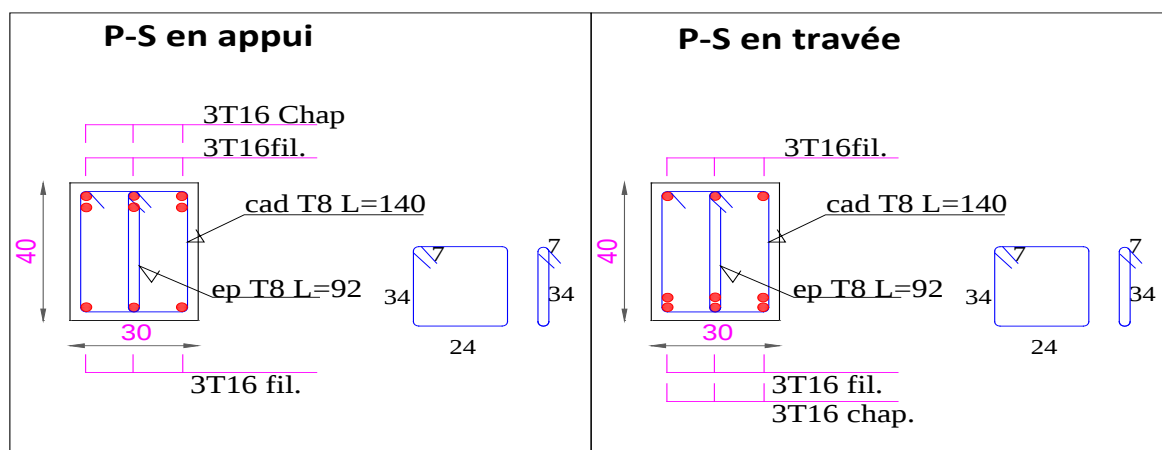


Figure 5.6 : Ferrailages des poutres secondaires (30X 40).

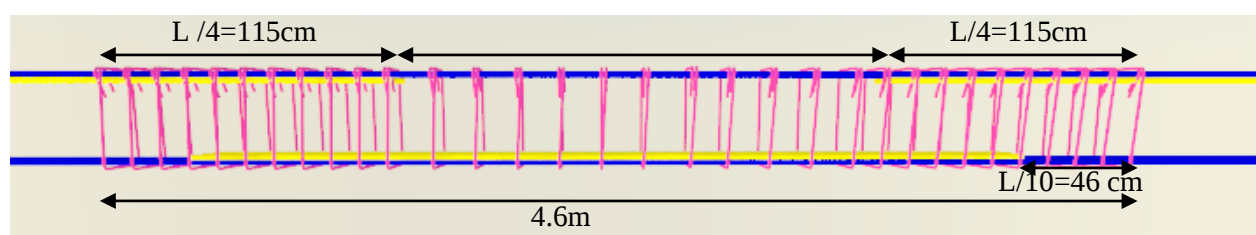


Figure 5.7 : Arrêt des barres.

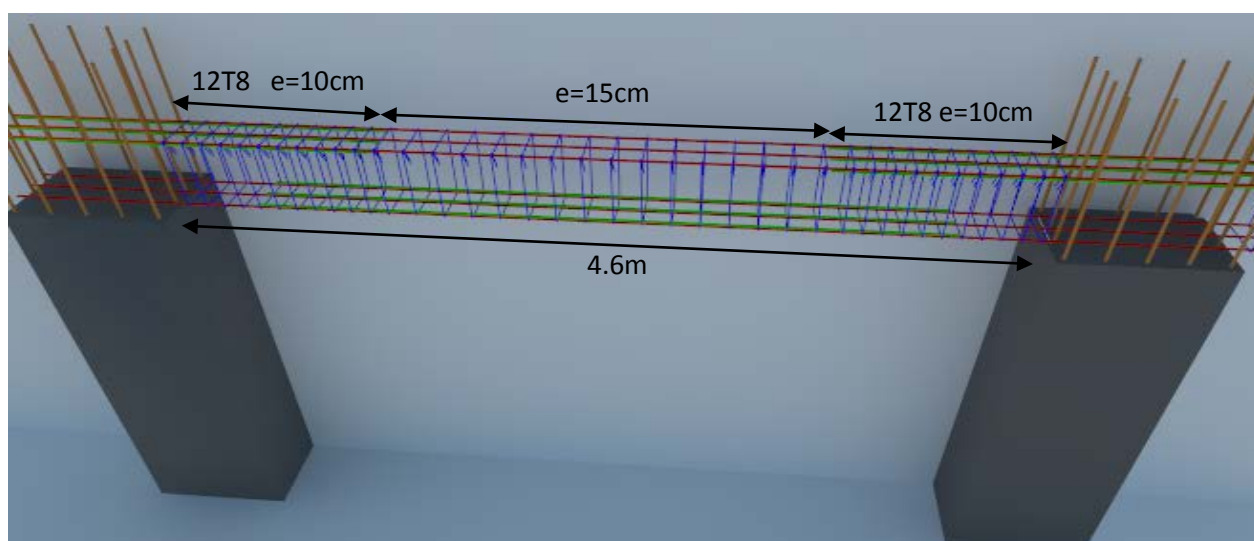


Figure 5.8 : Ferrailages des poutres en 3D.

5.4 Ferrailage des voiles

5.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales.

Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales

- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveau, pour cela nous ferraillons nos voiles par zones :

- Zone I : R D C , Service, 1^{er} et 2^{ème} étage.
- Zone II : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- Zone III : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage 1^{er} ATTI et 2^{ème} ATTI.

5.4.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

ELU: $1.35 G + 1.5 Q$

ELS: $G + Q$

Selon le RPA 99 V2003:

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

5.4.3 Méthode de calcul

1. Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N}{f_e}$$

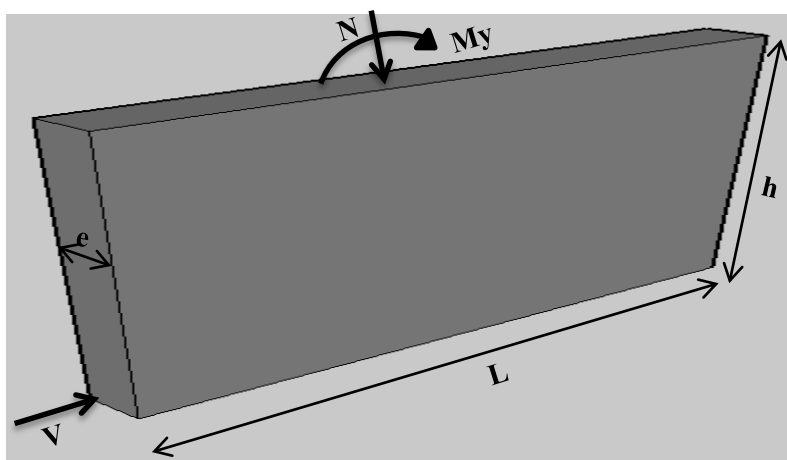


Figure 5.9 : Sollicitations des voiles.

Le ferraillage verticale est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

- ✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et pour cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

S : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier

Calcul de la force N :

On détermine les efforts agissant dans chaque bande Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \times e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c \times e$$

Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \times e$$

Avec :

L_t : la partie tendue de voile

L_c : la partie comprimée de voile

5.4.3.1 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

D'après RPA2003 $\longrightarrow A_h \geq 0.15\% \times B$

D'après le BAEL91 $\longrightarrow A_h = \frac{A_v}{4}$

Avec:

$$B = d \times e$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

5.4.3.2 Armatures transversales

• Recommandations de RPA 99 : (Art A-7-7-4-1)

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes:

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%. ($A_{min} \geq 0.2\% .B$) ...Art 7.7.4.1
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $1/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à $15cm$.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

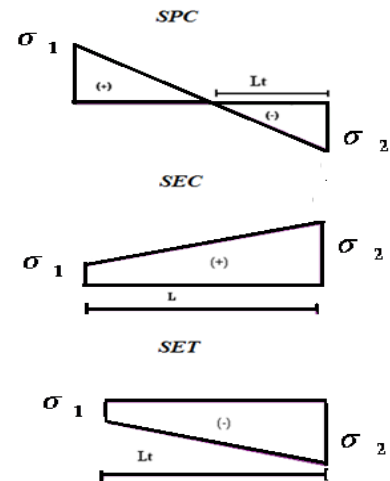


Figure 5.10 : Différents cas de contraintes.

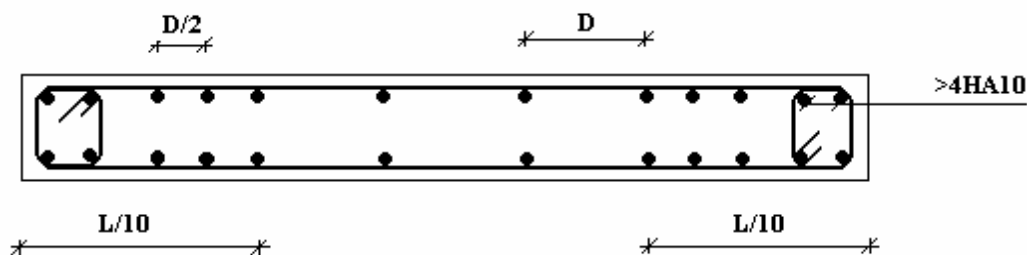


Figure 5.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

• **Recommandations de (BAEL91) :**

Compression simple : (A.5.3.2.BAEL91) On doit vérifier :

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

Avec :

$$A_{min} = \max (4\text{cm}^2/\text{ml} ; 0.2\% B)$$

$$A_{max} = 0.5\% B \text{ avec } B : \text{section du béton.}$$

d) Traction simple : (A.5.4.BAEL91)

$$A_{min} > B \times f_{t28} / f_e \quad \text{avec : } B : \text{Section du béton.}$$

✓ Règles communes entre les armatures verticales et horizontales: (Art A7.7.4.3/ RPA99/ 2003)

Armatures minimale : (Art 7.7.4.3 RPA99/ 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B

Diamètre minimum :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1.5e; 30\text{cm})$$

e : épaisseur de voile.

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.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

5.4.3.3 Vérification nécessaire

- **Vérification à ELS :**

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

B : section du béton.

N_{ser} : effort normal appliqué.

A : section d'armatures adoptée.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- ✓ **D'après le RPA/version 2003(art 7.7.2) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad \tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant à la base du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

b_0 : Épaisseur du linteau ou de voile

h : Hauteur totale de la section brute

- ✓ **D'après pratique de BAEL (article 4.3.1) :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ avec $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

$$\tau_u : \text{Contrainte de cisaillement} \quad \tau_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Pour (ELU)}$$

5.4.4 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Avec : $L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$; avec L_t : Longueur tendue

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \times e$$

$$A_v = \frac{N}{f_e}$$

➤ **Armatures minimales**

Selon le BAEL:

Section partiellement comprimée $A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$

Selon le RPA 2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% e \cdot L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

☞ Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles:

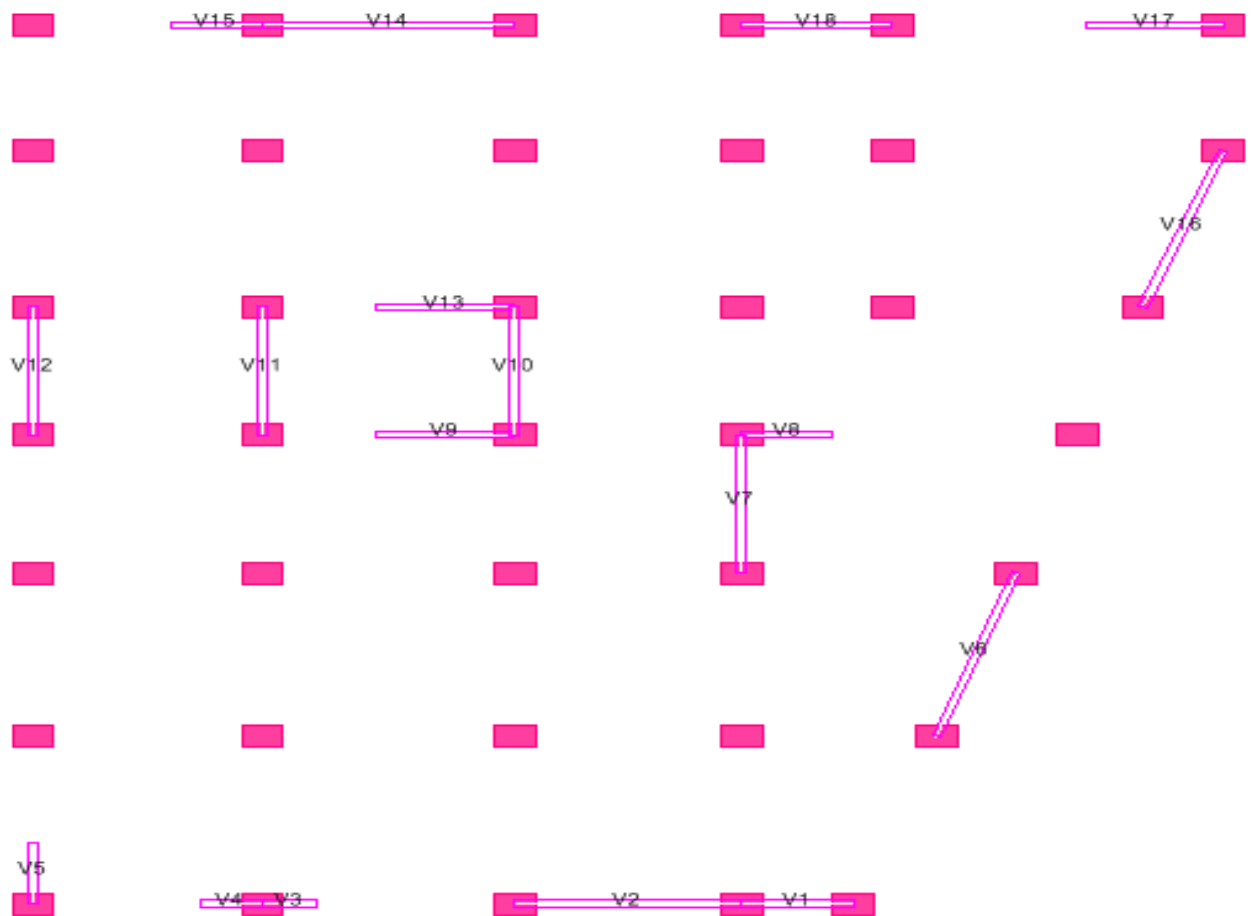


Figure 5.12 : montre la disposition et la nomenclature des voiles.

5.4.5 Ferraillage des voiles et vérification des contraintes

Les résultats de calcul de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles V2, V6, V7, V11, V9, V10, V13 et **V14**:

Zones		I		II		III		
Moment de flexion	M (KN.m)	9361.39		7224.54		3273.05		
Effort Normal	N corr (KN)	5601.34		4346.29		2744.82		
Épaisseur du voile	e (m)	0.20		0.20		0.20		
Longueur du voile	L (m)	5.5		5.50		5.50		
Section du voile	B (m²)	1.10		1.10		1.10		
Inertie du voile	I (m4)	2.77		2.77		2.77		
Bras de levier	V (m)	2.750		2.750		2.750		
RÉSULTATS								
Contrainte Traction	σ 1 (KN/m²)	14376.15		11116.01		5741.29		
Contrainte Compression	σ 2 (KN/m²)	-4191.90		-3213.66		-750.71		
Longueur de la zone tendue	Lt (m)	1.24		1.23		0.64		
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)		4.26		4.27		4.86	
Effort de traction	Nt (KN)	520.50		396.39		47.74		
Section d'armature	As (cm²)	14.96		11.40		1.37		
Section min R.P.A A min = 0,2%.Lt.e		7.01		4.97		4.93		
max (A s , Amin)		14.96		11.40		4.93		
A Adopté (cm²)/nappe		52.28		40.02		29.40		
Choix des barres	Zone d'about	8HA16/nappe		8HA14/nappe		8HA12/nappe		
	Zone courante	18HA16/nappe		18HA14/nappe		18HA12/nappe		
Espacement (cm)	Zone d'about	15		15		15		
	Zone courante	20		20		20		
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm²)	13.07		10.01		7.35		
Section min R.P.A	A min(cm²)	16.50		16.50		16.50		
AH Adopté (cm²)/nappe		15.83		11		11		
Choix des barres		14HA12/nappe		14HA10/nappe		14HA10/nappe		
Espacement (cm)		20		20		20		
Section d'armature transversal	A transversal (cm²)	4 épingles de HA8/m²						
Effort Tranchant	V u (Kn)	1371.37		1179.37		817.12		
Effort normale	Ns (kn)	2455.44		1849.59		1401.05		
VERIFICATION DES CONTRAINTES	$\bar{\tau}_b=0.2\times f_{c28}$ $\bar{\tau}b= 5 \text{ MPa}$	$\tau_b=\frac{1.4\times V_u}{b_0\times d}$	1.94	C.V	1.67	C.V	1.16	C.V
	$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5)$ $\bar{\tau}u= 3.33 \text{ MPa}$	$\tau_u=\frac{V_u}{b\times d}$	2.66	C.V	2.29	C.V	1.59	C.V
	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\times f_{c28}$ $\bar{\sigma} bc= 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b=\frac{N_{ser}}{B+15\times A}$	4.16	C.V	3.13	CV	3.93	CV

Voiles V3, V4, V5, V8, V9 et V15:

Zones		I		II		III			
Moment de flexion	M (KN.m)	1064.544		1048.464		768.696			
Effort Normal	N corr (KN)	4249.12		2413.50		1099.91			
Épaisseur du voile	e (m)	0.20		0.20		0.20			
Longueur du voile	L (m)	2.00		2.00		2.00			
Section du voile	B (m²)	0.40		0.40		0.40			
Inertie du voile	I (m4)	0.13		0.13		0.13			
Bras de levier	V (m)	1.000		1.000		1.000			
RÉSULTATS									
Contrainte Traction	σ 1 (KN/m²)	18606.880		13897.230		8514.995			
Contrainte Compression	σ 2 (KN/m²)	-2638.72		-1829.73		-3015.445			
Longueur de la zone tendue	Lt (m)	0.33		0.23		0.52			
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)		2.33		1.77		1.48		
Effort de traction	Nt (KN)	87.21		42.58		157.72			
Section d'armature	As (cm²)	2.51		1.22		4.53			
Section min R.P.A A min = 0.2%.Lt.e		1.32		1.32		0.93			
max (A s , Amin)		2.51		1.32		4.53			
A Adopté (cm²)/nappe		20.11		15.39		11.31			
Choix des barres	Zone d'about	4HA16/nappe		4HA14/nappe		4HA12/nappe			
	Zone courante	6HA16/nappe		6HA14/nappe		6HA12/nappe			
Espacement (cm)	Zone d'about	15		15		15			
	Zone courante	20		20		20			
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm²)	5.02		3.84		2.83			
Section min R.P.A	A min(cm²)	6.00		6.00		6.00			
AH Adopté (cm²)		11		11		11			
Choix des barres		14HA10/nappe		14HA10/nappe		14HA10/nappe			
Espacement (cm)		20		20		20			
Section d'armature transversal	A transversal (cm²)	4 épingles de HA8/m²							
Effort Tranchant	V u (Kn)	409.47		557.82		470.75			
Effort normale	Ns (kn)	1021.31		755.81		560.87			
VERIFICATION DES CONTRAINTES	$\bar{\tau}_b=0.2\times f_{c_{28}}$ $\bar{\tau}_b= 5\text{ MPa}$	$\tau_b = \frac{1.4\times V_u}{b_0 \times d}$		1.59	C.V	2.17	C.V	1.83	C.V
	$\bar{\tau}_u = \min(0.2\frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b} ; 5)$ $\bar{\tau}_u= 3.33\text{ MPa}$	$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$		0.80	C.V	1.08	C.V	0.91	C.V
	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c_{28}}$ $\bar{\sigma}_{bc}= 15\text{ MPa}$	$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15\times A}$		1.73	C.V	0.50	C.V	0.41	C.V

Voiles V16, V17, V18:

Voile		V16		V17		V18		
Moment de flexion	M (KN.m)	2400.748		3016.937		2329.545		
Effort Normal	N corr (KN)	1666.82		362.88		362.88		
Épaisseur du voile	e (m)	0.20		0.20		0.20		
Longueur du voile	L (m)	3.00		3.50		3.50		
Section du voile	B (m²)	0.60		0.70		0.70		
Inertie du voile	I (m4)	0.45		0.71		0.71		
Bras de levier	V (m)	1.500		1.750		1.750		
RÉSULTATS								
Contrainte Traction	σ 1 (KN/m²)	4992.040		10780.527		6223.408		
Contrainte Compression	σ 2 (KN/m²)	-3630.849		-5224.46		-5186.608		
Longueur de la zone tendue	Lt (m)	1.95		0.98		1.59		
Longueur de la zone comprimée	Lc (m)		2.67		2.02		1.91	
Effort de traction	Nt (KN)	706.33		511.62		825.18		
Section d'armature	As (cm²)	20.31		14.71		23.72		
Section min R.P.A	A min = 0,2%.Lt.e	7.01		7.78		3.92		
max (A s , Amin)		20.31		14.71		23.72		
A Adopté (cm²)/nappe		24.13		24.13		24.13		
Choix des barres	Zone d'about	4HA16/nappe		4HA16/nappe		4HA16/nappe		
	Zone courante	8HA16/nappe		8HA16/nappe		8HA16/nappe		
Espacement (cm)	Zone d'about	15		15		15		
	Zone courante	20		20		20		
Section d'armature horizontale	A horizontale (cm²)	6.03		6.03		6.03		
Section min R.P.A	A min(cm²)	13.86		9.00		10.50		
AH Adopté (cm²)/nappe		11		11		11		
Choix des barres		14HA10/nappe		14HA10/nappe		14HA10/nappe		
Espacement (cm)		20		20		20		
Section d'armature transversal	A transversal (cm²)	4 épingles de HA8/m²						
Effort Tranchant	V u (Kn)	798.58		561.58		928.12		
Effort normale	Ns (kn)	548.31		369.21		345.53		
VERIFICATION DES CONTRAINTES	$\bar{\tau}_b=0.2\times f_{c_{28}}$ $\bar{\tau}_b= 5 \text{ MPa}$	$\tau_b = \frac{1.4\times V_u}{b_0 \times d}$	1.34	C.V	1.46	C.V	2.06	C.V
	$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b} ; 5)$ $\bar{\tau}_u= 3.33 \text{ MPa}$	$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$	1.55	C.V	1.09	C.V	1.80	C.V
	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c_{28}}$ $\bar{\sigma}_{bc}= 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A}$	0.93	C.V	0.50	C.V	0.41	C.V

NB : Les efforts et les moments utilisés dans le calcul correspondant au cas le plus défavorable. Et on a généralisé pour tous les voiles qui ont les mêmes caractéristiques géométriques.

5.4.6 Schéma de ferraillage

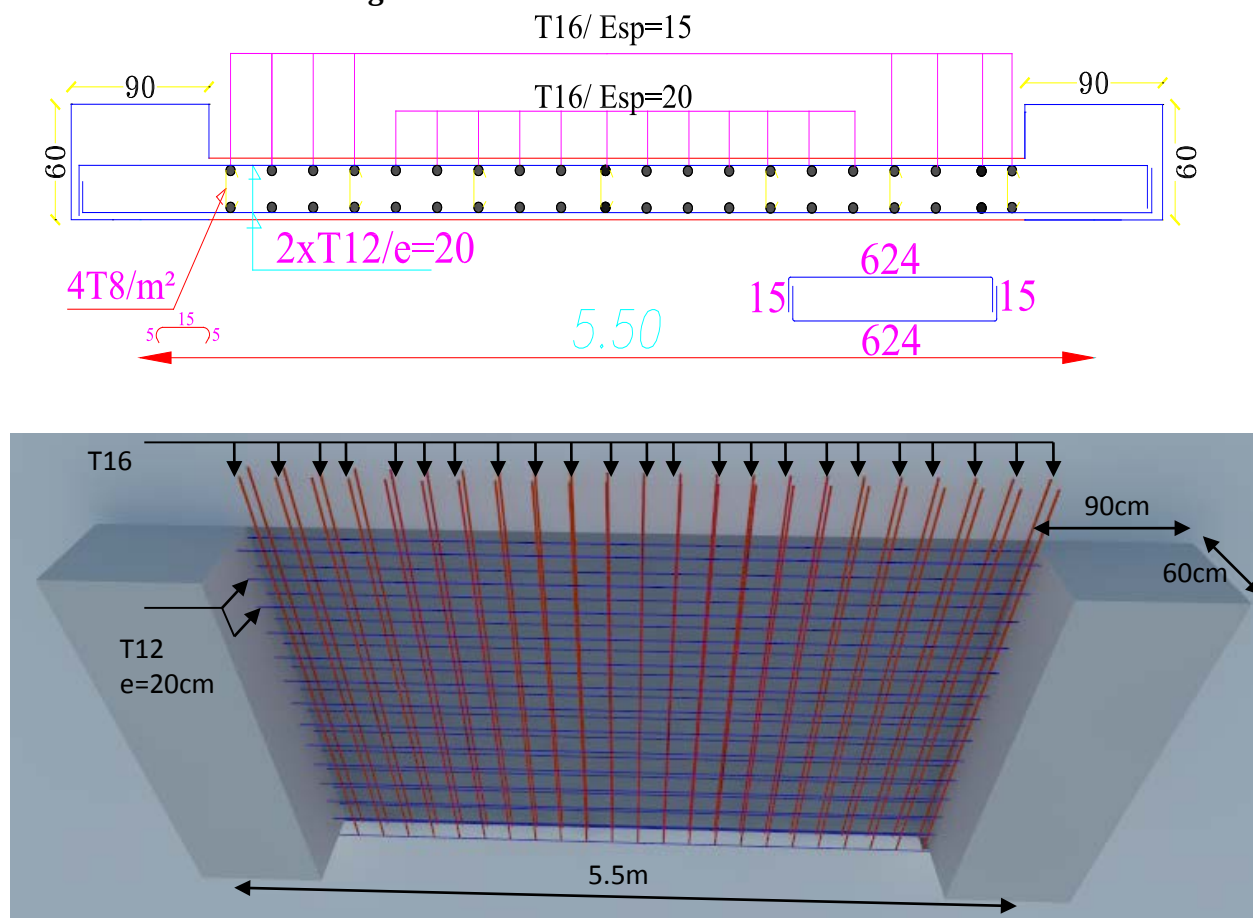


Figure 5.13 : Exemple de Ferraillage de voile (voile V14 RDC).

5.5 Ferraillage des linteaux

5.5.1 Définition

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λg), Elles sont encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux du voile et ont des nœuds rigides.

Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (**la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite**).

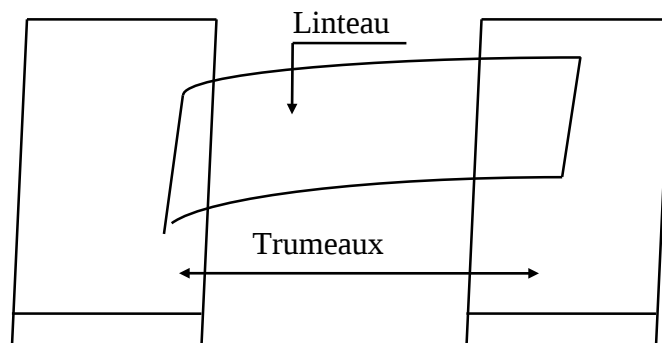


Figure 5.14 : schéma De Linteau et les Trumeaux.

5.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \text{ avec } \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \text{ et } \tau_b = V / b_0 d.$$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile ; $d = 0.9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

5.5.3 Ferrailage

Les linteaux seront ferrailés conformément au règlement RPA99.

D'après l'article 7.7.3 du RPA99 ; deux cas peuvent se présenter :

a. Premier cas : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec (T et M) ; on doit disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (A_L).

Des aciers transversaux (A_t).

Des aciers en partie courante (aciers de peau (A_C)).

- Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z f_e)$$

Tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant ($T = 1.4 T_{calcul}$).

$$Z = h - 2d'$$

h : Hauteur total du linteau.

d' : Enrobage.

- Aciers transversaux : A_t**

1^{er} cas : Linteaux longs ($\lambda g = L / h > 1$)

$$St \leq At \times f_e \times Z / T$$

St : Espacement des cours d'armatures transversales.

At : Section d'une cour d'armatures transversales.

$$V = 1.4 V_{calcul}$$

L : Portée du linteau.

2^{ème} cas : Linteaux courts ($\lambda g = L / h \leq 1$)

$$St \leq At f_e L / (T + At \sigma_s)$$

$$V = \min (V1, V2)$$

$$V2 = 2V_{calcul}$$

$$V1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

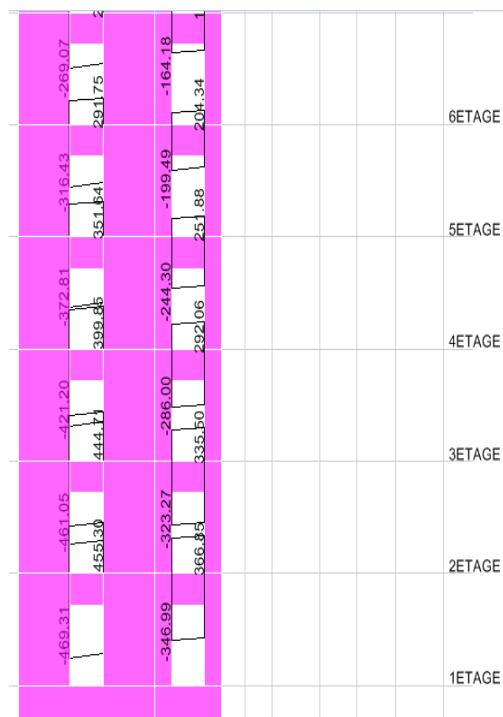


Figure 5.15 : schéma de Linteau avec des efforts tranchant.

Avec M_{Ci} et M_{Cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l f_e Z \dots \dots \dots \text{ avec } z = h - 2d'$$

b. Deuxième cas : $\tau_b \geq \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M , V) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = V / (2 f_e \sin a) \quad \text{avec: } \tan a = (h - 2d') / L$$

V : calcul (sans majoration).

Ferraillage minimum

a. Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 \times b \times h \quad (0.15 \%)$$

Avec:

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau.

b. Armatures transversales

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 \times b \times s \quad (0.15\%)$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 \times b \times s \quad (0.25\%)$$

c. Armatures en section courante (armature de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.20% de la section. $A_c \geq 0.002 \times b \times h$

d. Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.0015bh \quad \text{si: } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si: } \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

5.5.4 Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé du linteau du voile V2 au niveau du 2^{ème} étage.

5.5.4.1 Caractéristique du linteau

$$H=0.86 \text{ m}, L=1.20 \text{ m}, b=0.20 \text{ m}.$$

Dans le calcul du ferraillage du linteau,

L'effort tranchant par logiciel (ETABS) : $V_u = 469.31 \text{ kN}$

$$V = 1.4 V_u$$

$$\text{Soit : } V = 1.4 \times 469.31 = 657.035 \text{ kN}$$

5.5.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après RPA99, on a

$$\tau_b = V / b_0 d; d = 0.9 h = 0.9 \times 0.86 = 0.774 \text{ m}$$

$$\tau_b = 0,657.034 / (0.20 \times 0.774) = 4.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée

5.5.4.3 Ferraillage

$$\bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

On a: $\tau_b > \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$ selon le RPA99/2003 on est dans le 2^{ème} cas.

☞ Aciers longitudinaux

$$A_L = A_L' = 0.0015 b \times h = 0.0015 \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

☞ Calcul des armatures diagonales

Calcul de (AD) : $\tau_b = 4.24 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$

$$A_D = V / (2 f_e \times \sin \alpha)$$

$$\tan(\alpha) = (h - 2d') / L \Rightarrow \alpha = 35^\circ$$

$$A_D = 657.034 / (2 \times 400 \times 0.57)$$

$$A_D = 1.44 \text{ cm}^2$$

Section minimal du RPA 99:

$$A_{Dmin} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_D = \max(A_D \text{ calculé}, A_D \text{ RPA}) = 2.58 \text{ cm}^2$

☞ Armatures transversales

Condition minimale du RPA 99:

$$\tau_b = 4.24 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times s = 0.0025 \times 20 \times 15 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0.75 \text{ cm}^2$.

☞ Armatures de peau

Calcul de (Ac) :

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 0.86 = 3.44 \text{ cm}^2$$

5.5.4.4 Ferraillage final

• Choix des barres

Le ferraillage final des linteaux se résume comme suit :

- $A_l = 2.58 \text{ cm}^2$ soit 4HA12 (4.52 cm^2)
- $A_t = 0.75 \text{ cm}^2$ soit 2HA 10 (1.57 cm^2)
- $A_c = 3.44 \text{ cm}^2$ soit 6HA10 (4.71 cm^2)
- $A_D = 2.58 \text{ cm}^2$ soit 8HA 12 (9.05 cm^2)

5.5.5 Schéma de ferraillage

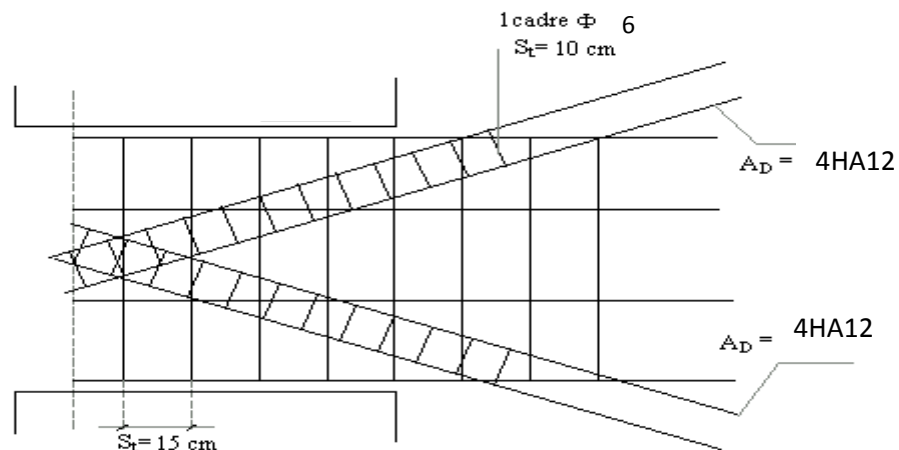


Figure 5.16 : Exemple de Ferraillage du linteau.

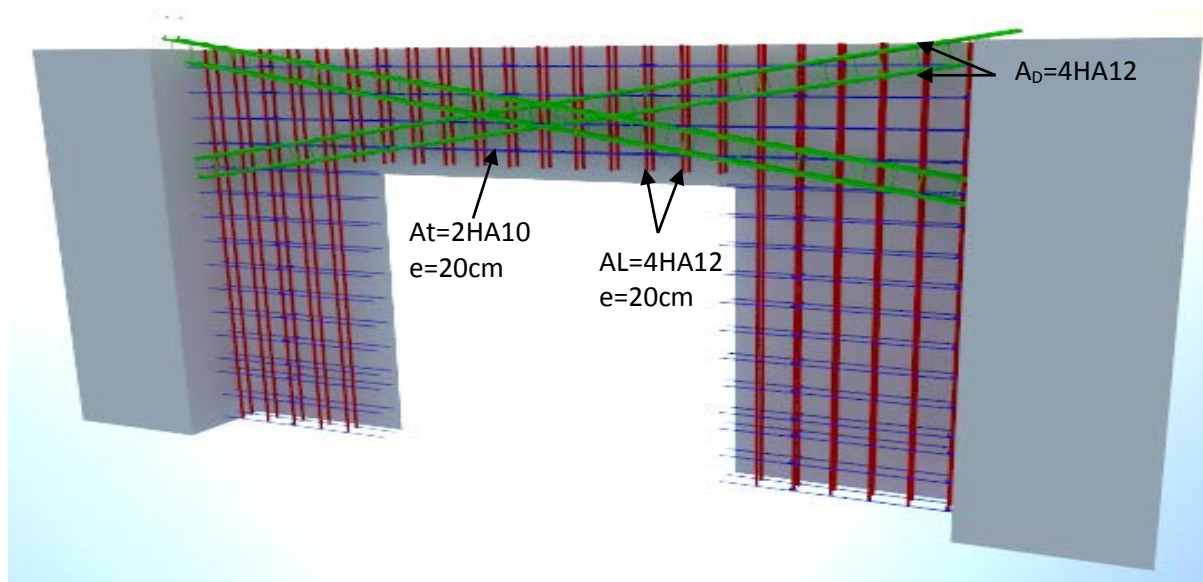


Figure 5.17: Exemple de Ferraillage du linteau en 3D.

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

6.2 Type des fondations

- Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

- Fondations profondes :

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

6.3 Etude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2.5 bars comme contrainte admissible du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant les paramètres suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage
- Solution facile à réaliser et économique

6.3.1 Conclusion et recommandation du rapport du sol

Compte tenu des résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire de contrôle de qualité Béton-Sol.

Au terme des investigations géotechniques in situ et en laboratoire menées sur le terrain destiné à recevoir la construction d'un immeuble d'importance R+10 et commerce de boumerdes Le terrain à l'étude se situe au chef lieu de la wilaya de boumerdes il repéré exactement en bordure nord de la RN24 au

lieu-dit FOES, nous pouvons conclure que le terrain étudié présente des conditions favorables pour recevoir le projet en question, de ce fait, nous proposons ce qui suit :

Conditions de fondations

Les paramètres de calcul des fondations sont les suivants :

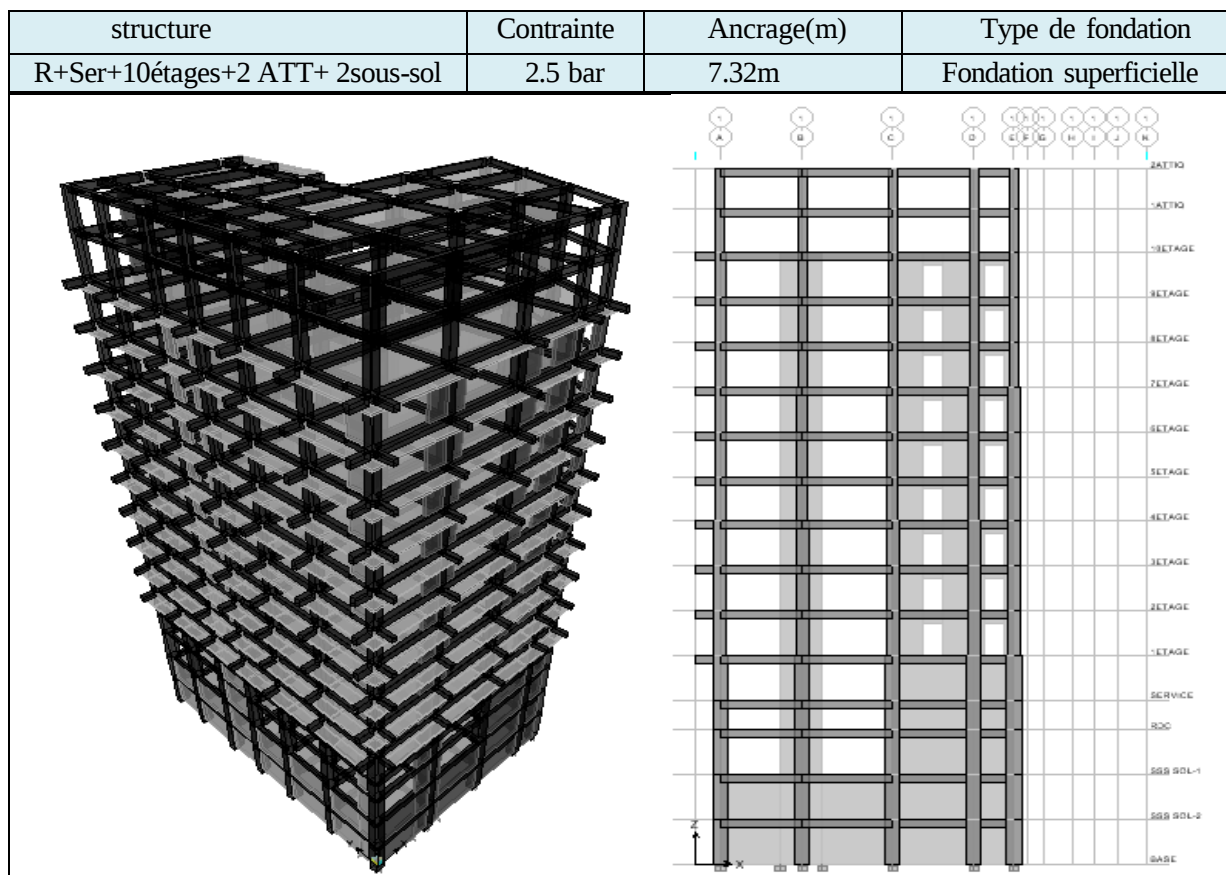


Figure 6.1 : Modèle d'infrastructure.

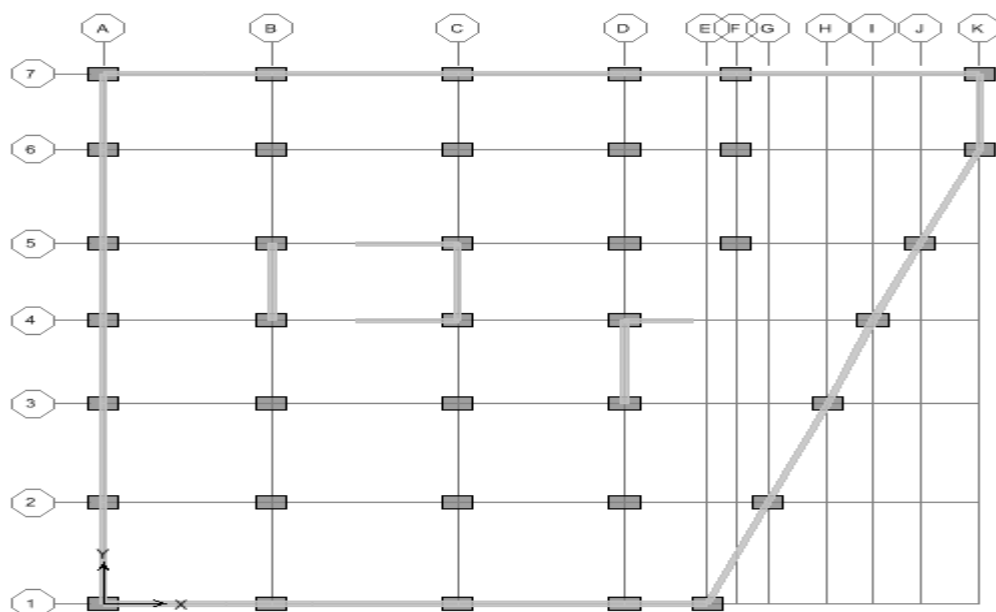


Figure 6.2 : Vue en plan du S. Sol.

6.4 Choix de type fondation

Le choix du type de fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier:

Le bâtiment à étudier contient des voiles, donc la solution des semelles filantes est à adopter.

6.4.1 Semelles filantes

Nous devons calculer la surface totale occupée par les semelles, si cette dernière est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, alors le choix d'une semelle filante sera impossible.

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{avec} \begin{cases} \sigma_{sol} : \text{Contrainte du sol.} \\ N : \text{Effort normal appliqué sur la fondation.} \\ S_{nec} : \text{Surface de la fondation.} \end{cases}$$

Tableau 6.1 : Type de fondation adopté.

N_{sup}	N_{inf}	$N_{sup+inf}$	σ_{sol} (bars)	$S^{fond}_{nécessaire}$ (m ²)	S_{bloc} (m ²)
74171.48	15845.095	90016.575	2.5	360.0663	543.3

Donc $S^{fond} / S_{bloc} > 66.27\% \Rightarrow$ La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier générale**.

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

6.4.2 Radier générale

6.4.3 Pré dimensionnement du radier

6.4.3.1 La Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

a. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \text{avec } L_{max} = 7.22\text{m}$$

$90.25 \leq h_t \leq 144.4\text{cm}$, nous optons pour $h_t = 120\text{cm}$

b. Condition de non cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = (0.15 f_{c28} / \gamma_b)$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h$;

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$N_u = 4713.93 \text{ kN}$

Avec: $V_u = \frac{N_u}{2} = \frac{4713.93}{2} = 2356.965 \text{ kN}$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

$d \geq \frac{V_u}{b \bar{\tau}_u} = 0.94 \text{ m}$

$h \geq d / 0.9 = 104 \text{ cm}$

c. Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° ,

La vérification se fait par la formule suivante :

$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U.

h : Epaisseur totale du radier.

On a: $N_u = 4713.93 \text{ kN}$

$uc = 2(A+B)$

$A = a + h_r = 0.6 + 1.2 = 1.8 \text{ m}$

$B = b + h_r = 0.9 + 1.2 = 2.1 \text{ m}$

$uc = 2(1.85 + 2.15) = 8 \text{ m}$

$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b = 0.045 \times 7.8 \times 1.20 \times 25 / 1.5 = 7.02 \text{ MN}$

$N_u = 4.71393 \text{ MN} < 7.02 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

On adopte pour : **$h_r = 120 \text{ cm}$** .

Conclusion : Vu que la hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

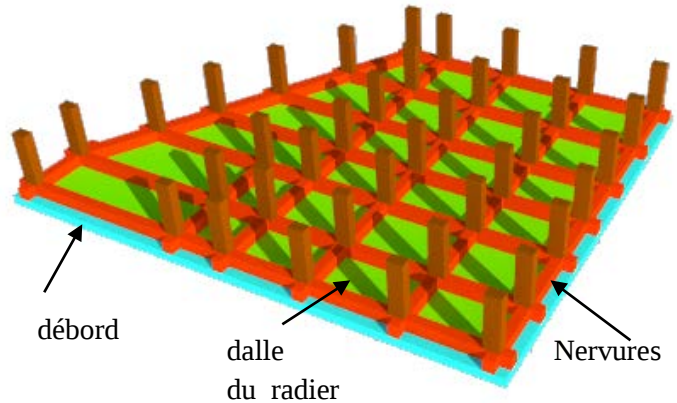


Figure 6.3 : schéma de radier nervuré.

6.4.3.2 Les Nervures

a. Condition de coffrage (largeur de la nervure)

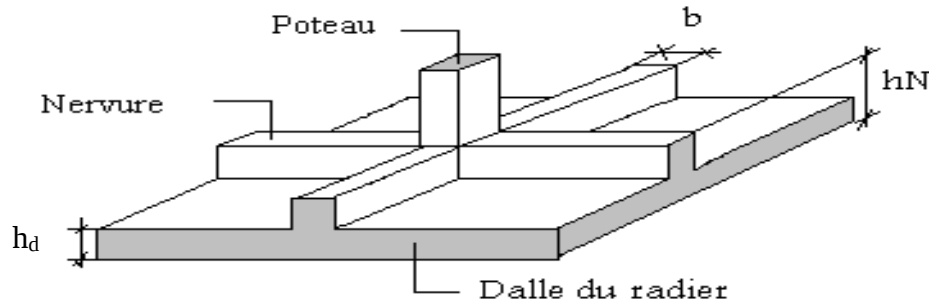


Figure 6.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

b. hauteur des nervures

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{7.22}{10} = 72.2\text{cm}, \text{ nous optons pour } h_n = 120\text{cm}$$

$$b_n \geq \frac{h_n}{2} = \frac{120}{2} = 60\text{cm}, \text{ nous optons pour } b_n = 60\text{cm}$$

➤ Dimensionnement de la dalle

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{7.22}{20} = 36.1\text{cm}, \text{ nous optons pour } h_d = 40\text{cm}$$

Donc nous optons pour un radier avec une dalle de 40cm et des nervures de 125cm comme montré sur le schéma suivant

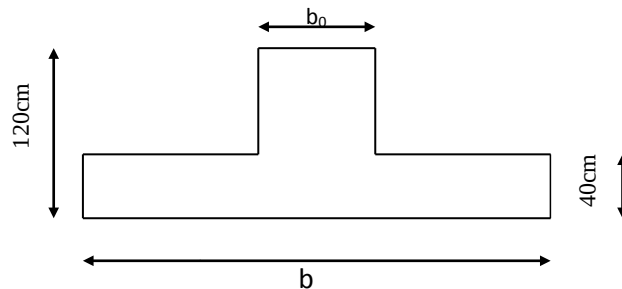


Figure 6.5 : Dimensionnement de radier nervuré.

• Détermination du débord

Nous avons :

$$d (\text{débord}) = \text{Max} (h/2, 30\text{cm}) = \text{Max} (120/2, 30\text{cm})$$

On adopte **d=60cm**

• Détermination de la surface du radier

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}}$$

Nous avons :

$$S_{\text{bat}} = 543.3\text{m}^2 \text{ et } S_{\text{débo}} = 40.03\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = 583.33\text{m}^2$$

6.4.4 Déterminations des charges et des surcharges

6.4.4.1 Bâtiment

$$G_{Bat} = 89218.3 \text{ KN}$$

$$Q_{Bat} = 17606.28 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 146854.125 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS: } N_S = N_G + N_Q = 106824.58 \text{ KN.}$$

6.4.4.2 Calcul des sollicitations à la base du radier

Charge permanente :

Gradier : charges permanentes de l'infrastructure $G_{dalle} + G_{ner}$.

a) Poids de la dalle : $G_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

$$G_{dalle} = 583.33 \times 0.4 \times 25 \dots\dots\dots G_{dalle} = 5833.3 \text{ KN.}$$

b) Poids des nervures : $G_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times L$

L : longueur de nervure.

$L = \sum l_{ix} + \sum l_{iy}$: nombre d'intersection surfaciques du nervure.

$$L = 143.03 + 133.34 - (38 \times 0.6 \times 0.6) = 262.69 \text{ m.}$$

$$G_{ner} = 0.6 \times (1.2 - 0.4) \times 25 \times 262.69 = 3152.28 \text{ KN.}$$

c) Poids de radier :

$$G_{radier} = 5833.3 + 3152.28 = 8985.58 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = S_{radier} \times Q_{255} = 583.3 \times 5 = 2916.5 \text{ KN}$$

6.4.4.3 Remblai

$$G_{remb} = S_{remb} \times h_{remb} \times \gamma_{sol}$$

$$S_{remb} = 404.57 \text{ m}^2$$

$$G_{remb} = 404.57 \times 0.7 \times 18 = 5097.582 \text{ KN}$$

6.4.4.4 Plate-forme

$$S_{PF} = S_{remb} = 404.57 \text{ m}^2$$

$$G_{PF} = 404.57 \times 0.1 \times 25 = 1011.425 \text{ KN}$$

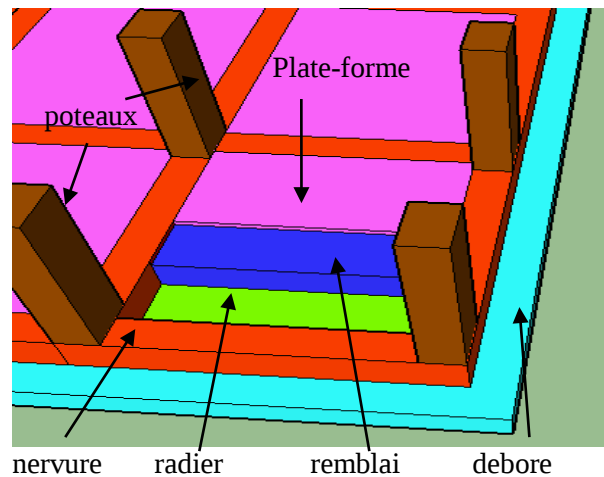


Figure 6.6 : sollicitations à la base du radier.

	Bâtiment	Radier	Remblai	Plateforme	Total (kN)
G(kN)	89218.3	8985.58	5097.582	1011.425	103584.661
Q(kN)	17606.28	2916.5	/	/	20522.78
ELU	Nu=1.35G+1.5Q				170514.487
ELS	Ns=G+Q				124029.591

Tableau 6.2 : combinaison des efforts.

6.4.5 Vérifications

6.4.5.1 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$.

Avec:

- W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} \dots\dots\dots W = 98151.88 \text{KN}.$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{KN} / \text{m}^3$).

- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 7.32 \text{m}$).

- S : surface du radier, ($S = 578.13 \text{m}^2$).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 7.32 \times 578.13 = 63478.674 \text{KN}$$

Donc: $W = 98151.88 \text{KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 63478.674 \text{KN} \dots$ Condition vérifiée.

6.4.5.2 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

Le diagramme des contraintes dépend de l'excentricité de la charge et il est trapézoïdal ou triangulaire.

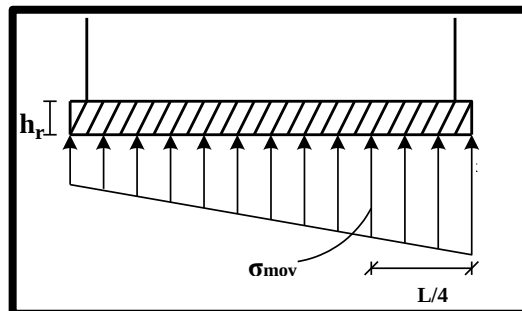


Figure 6.7 : Diagramme de réaction du sol par des charges horizontales.

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à $\sigma (L/4)$.

➤ Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes engendrées par les efforts de la structure sur le radier ne doivent pas dépasser la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{Bar}$.

$$\left| \begin{aligned} \sigma_{\min} &= \frac{N}{S} - \left(\frac{M}{I}\right)V \\ \sigma_{\max} &= \frac{N}{S} + \left(\frac{M}{I}\right)V \end{aligned} \right|$$

Les vérifications se feront avec une contrainte moyenne

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_m \leq 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \text{ À L'ELU}$$

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ À L'ELS}$$

6.4.5.3 Calcul du CDG et les moments d'inertie

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

	Formule		Sens x	Sens y
	Sens x	Sens y		
Centre de gravité	$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$	$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$	11.4m	12.87m
Inertie	$I = \sum I_0 + \sum (A_i \times d_i^2)$	$I = \sum I_0 + \sum (A_i \times d_i^2)$	25890.5 m ⁴	24681.3 m ⁴
Excentricité	$e_x = X_S - X_G $	$e_y = Y_S - Y_G $	0.82m	0.3m

Tableau 6.3 : Les coordonnées du centre de gravité du radier.

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	124029.59	124029.59	170514.48	170514.48
M (KN.m)	101704.26	37208.88	139821.87	51154.34
V (m)	11.4	12.87	11.4	12.87
I (m⁴)	29890.5	28681.3	29890.5	28681.3
σ_{max}(MPa)	0.251	0.229	0.346	0.315
σ_{min}(MPa)	0.174	0.196	0.239	0.269
σ_{moy}(MPa)	0.232	0.221	0.319	0.304
σ_{adm}(MPa)	0.25	0.25	0.333	0.333
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 6.4 : Vérification des contraintes.

6.4.5.4 Vérification de la stabilité

Pour garantir la stabilité, il faut vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) et un moment de renversement (M).

Les sollicitations sont obtenues depuis le logiciel ETABS et affichées dans le tableau suivant :

Sens x	Vx =10239.13kN	My =111493.435kN.m
Sens y	Vy =8813.65kN	My = 92234.735kN.m

Tableau 6.5 : Sollicitations.

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant : $M = M_0 + T_0 \times h$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

T_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

A cet effet, le radier doit être vérifié :

- Aux contraintes de traction (**soulèvement**) avec la combinaison : $0.8G + E$
- Aux contraintes de **compression** maximales avec la combinaison : $G + Q + E$

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes.

	0.8G+E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)=0.8G	82826.129	82826.129	124029.591	124029.591
M_{etabs}	111493.435	92234.735	111493.435	92234.735
v (kN)	10660.670	8813.650	10660.670	8813.650
e (m)	0.820	0.300	0.820	0.300
$M_{renvers} = M_{etabs} + V \times h$	189529.539	156750.653	189529.539	156750.653
$M_G = N \times e$	67917.426	24847.839	101704.265	37208.877
$M = M_G + M_{renve}$ (kN.m)	257446.965	181598.492	291233.804	193959.530
V (m)	11.400	12.870	11.400	12.870
σ_{max} (MN/m²)	0.240	0.223	0.324	0.300
σ_{min} (MN/m²)	0.044	0.061	0.102	0.126
σ_{moy} (MN/m²)	0.191	0.183	0.268	0.256
σ_{adm} (MPa)	0.333	0.333	0.333	0.333
condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

6.4.5.5 Vérification de la stabilité au renversement

D'après le RPA (Art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = M/N \leq L/4$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$N = 0.8 G_t = 82826.129 \text{ KN}$.

Sens X-X : $e = 111493.435/82826$

$.129 = 1.346 \text{ m} < L_x/4 = 6.6 \text{ m} \dots$ Condition Vérifiée

Sens Y-Y : $e = 92234.735/82826.129 = 1.115 \text{ m} < L_y/4 = 6.13 \text{ m} \dots$ Condition Vérifiée

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

6.4.6 Ferrailage de radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier est calculé comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Dans ce qui suit nous allons exposer le calcul du ferrailage de la dalle, débord du radier et la nervure.

6.4.6.1 Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et partiellement encastrée sur quatre cotés.

Deux cas se présentent à nous :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul côté}$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux cotés}$$

Le radier se compose de plusieurs plaques (dalles), toutes encastrées sur leurs 4 cotés.

Afin d'homogénéiser le ferrailage et faciliter la mise en œuvre, nous allons adopter la même section d'armature en considérant le panneau (dalle) le plus sollicité.

Nous avons :

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 < 1 \dots\dots\dots \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Pour le cas où la dalle travaille dans les 2 sens.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$; $M_{ty} = 0.75M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x$; $M_{ay} = 0.5M_x$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

Moment en travée : ($M_{tx}=0.85M_x$; $M_{ty}=0.85M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0.3M_x$; $M_{ay}=0.3M_x$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0.40

Evaluation des charges et surcharges

- ELU : $q_u = \sigma_{\text{moy}(u)} \cdot N_{u \text{ rad}} / S_{\text{rad}} = 267.56 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy}(\text{ser})} \cdot N_{\text{ser rad}} / S_{\text{rad}} = 201.12 \text{ KN/m}^2$

Moments isostatiques

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Les efforts à L'ELU et à L'ELS

	ELU		ELS	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0.054	0.631	0.061	0.738
M₀(kNm)	230.744	145.669	195.328	144.171
Ma(kNm)	69.223	43.701	58.598	43.251
M_t(kNm)	196.132	123.818	166.029	122.546

Tableau 6.7 : Evaluation des moments M_x, M_y.

- **Pourcentage minimal**

- Suivant le petit côté : $A_{ymin} \geq 8 \times h = 4 \text{ cm}^2$
- Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq 8 \times h [(3 - \alpha)/2] = 4.46 \text{ cm}^2$ BAEL 91
- Condition de non fragilité : $A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 4.347 \text{ cm}^2$

- **Escapement maximal**

$S_{tx} \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$; $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$**Condition vérifiée.**

$S_{ty} \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$; $S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures**

✓ A l'ELU :

	Sens XX		Sens YY	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	69.22	296.132	43.7	123.818
A_s (cm ² /ml)	5.41	15.88	3.39	9.75
A_{cnf} (cm ² /ml)	4.46	4.46	4.46	4.46
Choix de Φ	8T16	8T16	8T16	8T16
A_s adopté (cm ²)	16.08	16.08	16.08	16.08
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau 6.8 : Le ferrailage à L'ELU.

6.4.6.2 Vérifications

6.4.6.3 Vérification à L'ELS

Sens	Zone	M_{ser} (kN.m)	$A_{adopté}$	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
X-X	Appuis	58.598	16.08	1.69	15	69.5	201.6	vérifiée
	Travée	166.02	16.08	4.74	15	195.1	201.6	vérifiée
Y-Y	Appuis	43.25	16.08	1.25	15	51.3	201.6	vérifiée
	Travée	122.546	16.08	3.53	15	145.4	201.6	vérifiée

Tableau 6.9 : Vérification à L'ELS.

6.4.6.4 Schéma de ferrailage

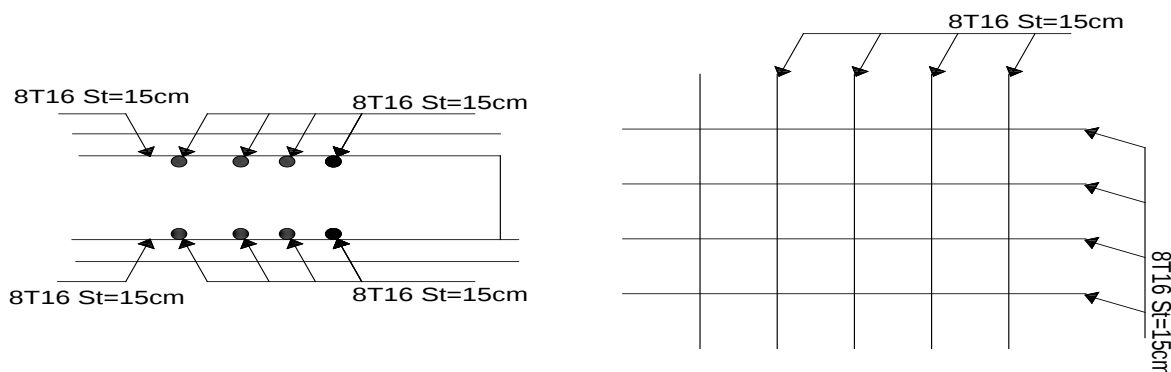


Figure 6.8 : Le schéma du ferrailage de la dalle du radier.

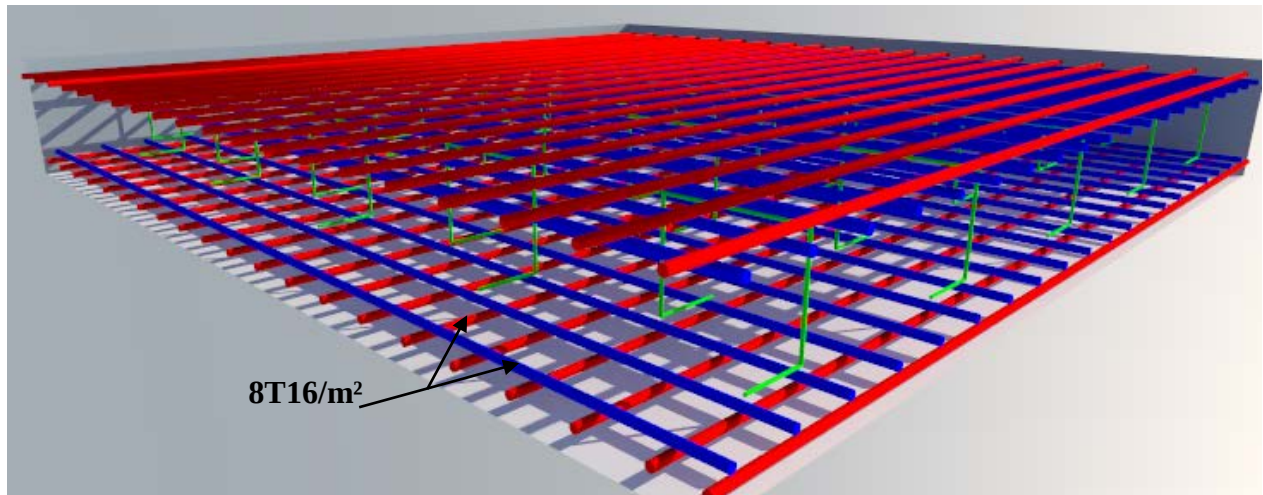


Figure 6.9 : Le schéma du ferrailage de la dalle du radier en 3D.

6.4.7 Ferrailage de nervure

La section des nervures est considérée comme une section en T en travée et en rectangle en appuis. Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

6.4.7.1 Dimensionnement des nervures

Les dimensions de la nervure la plus sollicitée sont les suivantes :

- **Sens longitudinal**

On a: $b_1 \leq \min (L_x/10; L_y/2) \dots b_1 = 30 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + 60 = 120 \text{ cm}.$$

- **Sens transversal**

On a: $b_1 \leq \min (L/10; L_0/2) \dots b_1 = 30 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + 60 = 120 \text{ cm}.$$

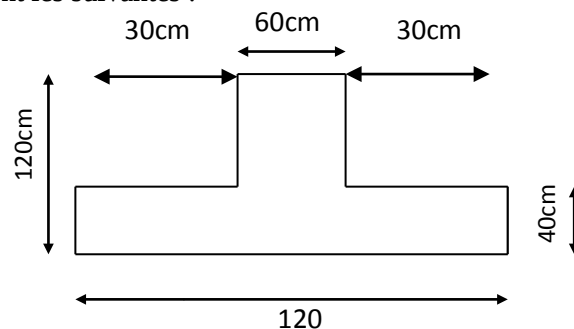


Figure 6.10 : Dimensions des nervures.

Remarque : Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations en utilisons la méthode des lignes de rupture.

6.4.7.2 Transmission des charges des dalles aux poutres

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand côté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_X}{2}$	$\frac{PL_X}{3}$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après :

➤ Sens X-X : On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée (distribution trapézoïdale)

ELU

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.6477273	0.8409091	267.56	259.48	299.33	558.81
B-C	0.5816327	0.755102	267.56	267.65	317.21	584.86
C-D	0.6551724	0.8505747	267.56	258.51	297.20	555.70
D-E	0.9438596	0.727027	267.56	201.12	261.10	462.21
E-F	0.4305136	0.5589124	267.56	283.03	350.86	633.90

Tableau 6.10 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens X-X (ELU).

ELS

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.6477273	0.8409091	201.12	158.84	183.23	342.07
B-C	0.5816327	0.755102	201.12	163.84	194.18	358.02
C-D	0.6551724	0.8505747	201.12	158.24	181.93	340.17
D-E	0.9438596	0.727027	201.12	123.11	159.83	282.94
E-F	0.4305136	0.5589124	201.12	173.26	214.78	388.03

Tableau 6.11 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens X-X (ELS).

➤ Sens Y-Y: On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée (distribution triangulaire).

ELU

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.6477273	0.5816327	267.56	310.49	345.78	656.27
B-C	0.8409091	0.755102	267.56	310.49	345.78	656.27
C-D	0.8863636	0.7959184	267.56	310.49	345.78	656.27
D-E	0.7272727	0.6530612	267.56	310.49	345.78	656.27
E-F	0.8863636	0.7959184	267.56	310.49	345.78	656.27
F-G	0.9090909	0.8163265	267.56	310.49	345.78	656.27

Tableau 6.12 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens Y-Y (ELU).

ELS

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.6477273	0.5816327	201.12	190.07	211.66	401.73
B-C	0.8409091	0.755102	201.12	190.07	211.66	401.73
C-D	0.8863636	0.7959184	201.12	190.07	211.66	401.73
D-E	0.7272727	0.6530612	201.12	190.07	211.66	401.73
E-F	0.8863636	0.7959184	201.12	190.07	211.66	401.73
F-G	0.9090909	0.8163265	201.12	190.07	211.66	401.73

Tableau 6.13 : les charges de la poutre la plus sollicitée sens Y-Y (ELS).

Les moments sont obtenus à l'aide du logiciel autodesk robot :

Sens X-X

ELU

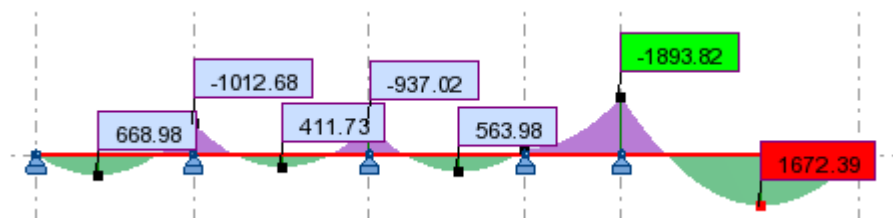


Figure 6.11 : Diagramme des moments à L'ELU (X-X)

ELS

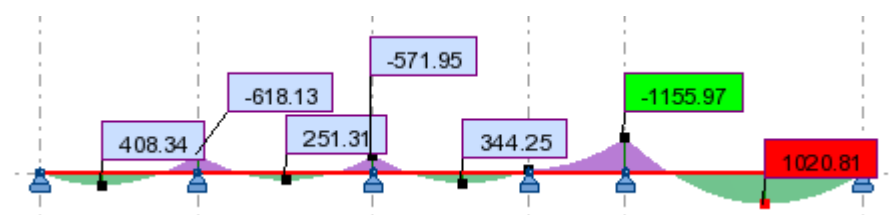


Figure 6.12 : Diagramme des moments à L'ELS (X-X)

Sens Y-Y

ELU

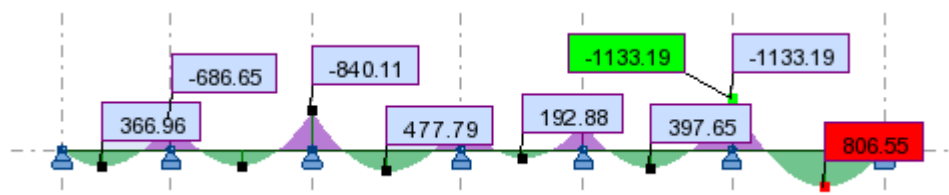


Figure 6.13 : Diagramme des moments à L'ELU (Y-Y)

ELS

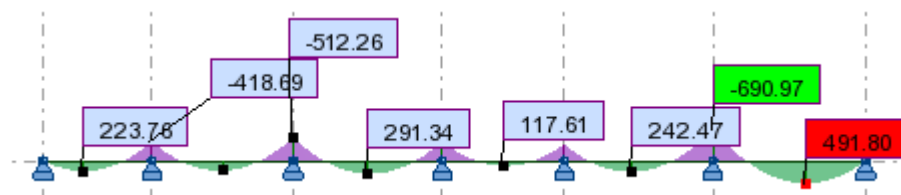


Figure 6.14 : Diagramme des moments à L'ELS (Y-Y)

6.4.7.3 Ferrailage

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple.

On calcul les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Le ferrailage adopter est résumé sur le tableau suivant :

6.4.7.3.1 Armatures longitudinales

Les sections d'armatures sont calculées à l'aide du logiciel SOCOTEC et affichées dans le tableau suivant :

L'ELU

Sens x-x:

zone	Moment	A_s (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Appuis	1893.82	48.64	10T25	49.09
Travée	1672.39	44.68	10T25	49.09

Tableau 6.14 : Ferrailage des nervures longitudinales.

Sens y-y :

zone	Moment	A_s (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$
Appuis	1133.7	28.59	8T25	39.27
Travée	806.66	20.58	4T25+4T20	32.2

Tableau 6.15 : Ferrailage des nervures transversales.

6.4.8 Vérifications à l'ELS :

6.4.8.1 Vérification de l'effort tranchant

$$T_{u\max} = 1109 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1109 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.9 \times 1.2} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Espacement minimal

Selon le BAEL91

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(1.08, 40) = 40\text{cm}$$

Selon le RPA 2003

$$\text{En zone nodale } St \leq \min(h/4, 12\phi L) = 30\text{cm}$$

$$\text{En zone courante } St \leq h/2 = 60\text{cm}$$

D'après le BAEL91, l'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante

$$St \leq \min(15\phi L, 40\text{cm}, a+10\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend :

$$\text{En zone nodale } St = 15\text{cm}$$

En zone courante $St = 20\text{cm}$

Armatures transversales

BAEL 91

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0(\tau_u - 0.3f_{ij}K)}{0.9f_e / \gamma_s} = \frac{0.6(1.71 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = \frac{0.648}{3.132} \text{ cm}^2 / \text{cm} \quad (K=1 \text{ pas de reprise du bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm})$$

$$\frac{A_{t,e} f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right)$$

RPA99 version 2003

$$A_t \geq 0.003b_0 \times S_t = 2.7\text{cm}^2$$

Choix des cadres :

Pour les cadres transversaux en prendra 6T8

6.4.8.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous

Sens x-x

Zone	A adop (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Condition
appuis	49.09	1155.97	4.51	198.6	15	202	vérifiée
Travée	49.09	1020.81	5.44	191.1	15	202	vérifiée

Tableau 6.16 : Vérification des contraintes Sens x-x.

Sens y-y

Zone	A adop (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Condition
appuis	39.27	691.05	3.04	160.3	15	202	vérifiée
Travée	32.2	491.8	3.32	139.8	15	202	vérifiée

Tableau 6.17 : Vérification des contraintes Sens y-y.

Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Nous optons 2T12 pour les armatures de peau.

Schémas de ferrailage des nervures

	En appuis	En travée
Sens (X-X)	4T25 fil 2CAD en T8 2T12 épingle en T8 120 60 4T25fil+6T25chap 110 28 50 5 5	4 T25 fil+ 6T25 chap Ecarteurs T25 e=100cm 2CAD en T8 2T12 épingle en T8 120 60 4 T25fil 110 28 50 5 5
Sens (Y-Y)	4T25 fil 2CAD en T8 2T12 épingle en T8 120 60 4T25+4T25chap 110 28 50 5 5	4 T25 fil+ 4T20 chap 2CAD en T8 2T12 épingle en T8 120 60 4 T25fil 110 28 50 5 5

Tableau 6.18 : Schémas de ferrailage des nervures.

6.5 Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=60\text{cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{m}$

$b=1\text{m}$ $h=30\text{cm}$

L=0.m

$$q_{\text{ser}} = 129.95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 211.70 \text{ kN/m}^2$$

Calcul à L'ELU :

$$M_u = q_u \times L^2 / 8 = 9.52 \text{ kN.m}$$

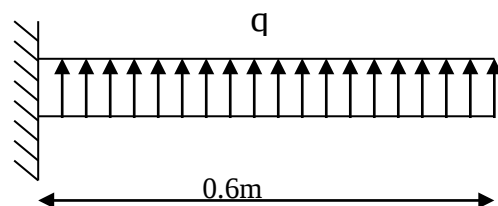


Figure 6.16 : schéma statique de débord.

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celle calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armateurs faibles que celle obtenues aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

6.6 Etude de voile périphérique

6.6.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher -3.06.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du niveau 0.00, niveau -3.06 et les fondations.

6.6.2 Pré dimensionnement

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

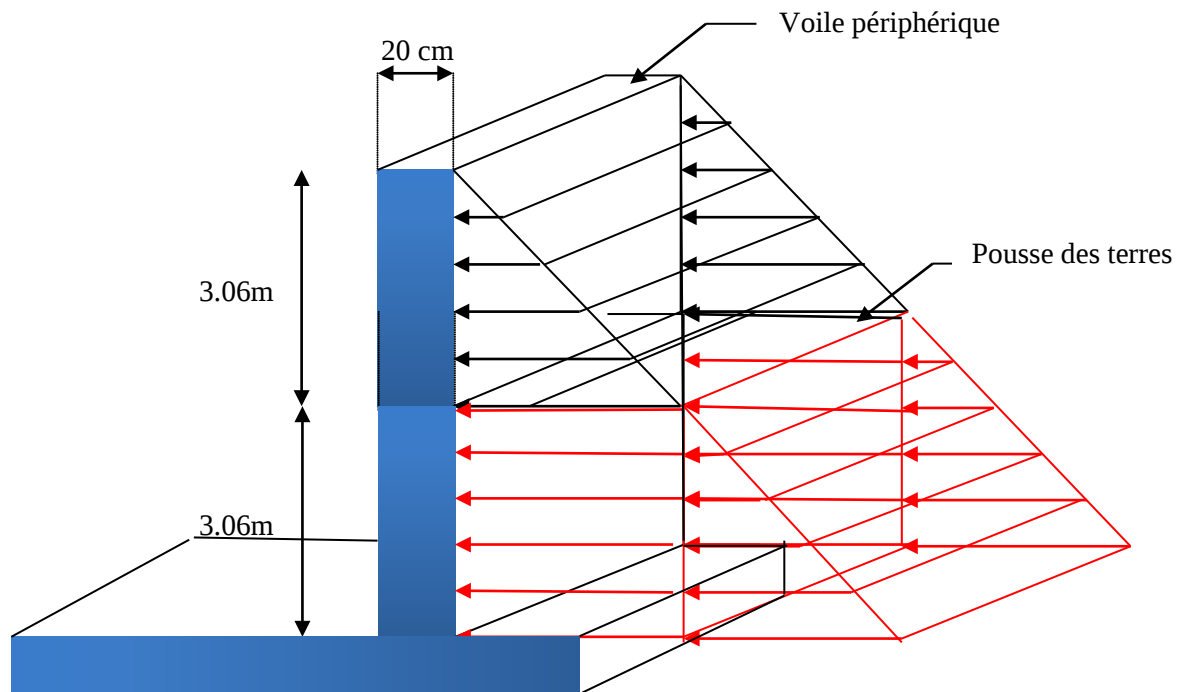


Figure 6.17 : Schéma statique d'un voile périphérique.

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes,

Le pourcentage minimal est de 0.10% dans les deux sens horizontal et vertical.

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

- **Dimensionnement des voiles**

- La hauteur $h=3.06\text{ m}$.
- La longueur $L=7.22-0.9=6.32\text{ m}$.
- L'épaisseur $e=20\text{ cm}$.

- **Caractéristiques du sol**

Le poids spécifique $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$.

L'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$

6.6.3 Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(6.32 \times 3.06)\text{ m}^2$.

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit : $q = \gamma \cdot h_e \cdot A$

Où : γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 20\text{ kN/m}^3$.

A: coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 25^\circ$

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) \rightarrow A = 0.4$$

Remarque

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris $c=0$).

6.6.4 Combinaison fondamentale :

E.L.U.R :

Pour $h=3.06\text{ m}$ $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24.48\text{ kN / ml} \Rightarrow Q_u = \sigma_{\min} = 1.35Q = 33.05\text{ kN / ml}$

Pour $h=6.12\text{ m}$ $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 48.49\text{ kN / ml} \Rightarrow Q_u = \sigma_{\max} = 1.35Q = 66.069\text{ kN / ml}$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 57.83\text{ kN / m}^2$$

E.L.S :

Pour $h=3.06\text{ m}$ $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 24.48\text{ kN / ml} \Rightarrow Q_s = \sigma_{\min} = 24.48\text{ kN / ml}$

Pour $h=6.12\text{ m}$ $Q = A \cdot \gamma \cdot H = 48.96\text{ kN / ml} \Rightarrow Q_s = \sigma_{\max} = 48.96\text{ kN / ml}$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 42.84\text{ kN / m}^2$$

6.6.5 Calcul des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.48 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL.

Calcul des moments :

	Lx (m)	Ly (m)	α	μ_x	μ_y	σ (KN/m ²)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELU	3.06	6.32	0.48	0.0994	0.2500	57.83	53.83	13.46
ELS	3.06	6.32	0.48	0.1026	0.3491	42.84	41.16	14.37

Tableau 6.19 : valeurs des moments.

a. Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

b. Moment sur appuis

$$M_{ax} = 0.3M_x$$

$$M_{ay} = 0.3M_y$$

6.6.6 Calcul du ferrailage :**- Ferrailage minimal:****• Selon le RPA2003 (Art. 10.1.2)**

le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$ARPA = 0.1 \times b \times h / 100 = 0.1 \times 20 \times 100 / 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• Selon le BAEL 91, le ferrailage minimal est de :

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant

E.L.U :

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu (kN.m)	16.15	45.75	0.650	11.439
As(cm²/ml)	2.63	7.73	0.65	1.81
Asmin(cm²/ml)	2.00	2.00	2.00	2.00
Choix de Φ	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
As adopté (cm²)	7.92	7.92	5.50	5.50

Tableau 6.20 : Ferrailage du voile périphérique à l'ELU.

à l'ELS

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms (kN.m)	12.35	34.98	12.347	12.213
As(cm²/ml)	2.00	5.83	2.00	1.98
Asmin(cm²/ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	7HA12	7HA12	7HA10	7HA10
As adopté (cm²)	7.92	7.92	5.50	5.50

Tableau 6.21 : Ferrailage du voile périphérique à l'ELS.

6.6.7 Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} / \gamma_b = 3.33 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 89.90 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 58.99 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 89.90 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{89.90 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.499 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

6.6.8 Vérification à l'E.L.S

Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	position	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
Sens XX	Appuis	12.35	7.92	2.4	15
	Travée	34.98	7.92	6.79	15
Sens YY	Appuis	12.34	5.5	2.88	15
	Travée	12.21	5.5	2.84	15

Tableau 6.22 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

VOILE PERIPHERIQUE

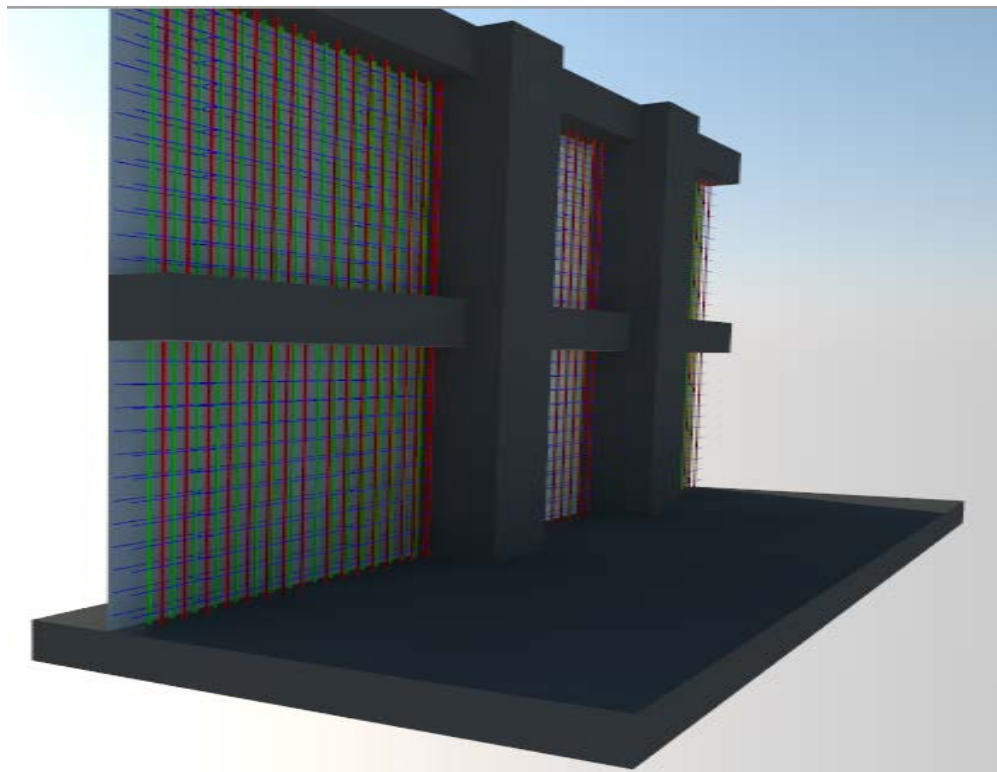
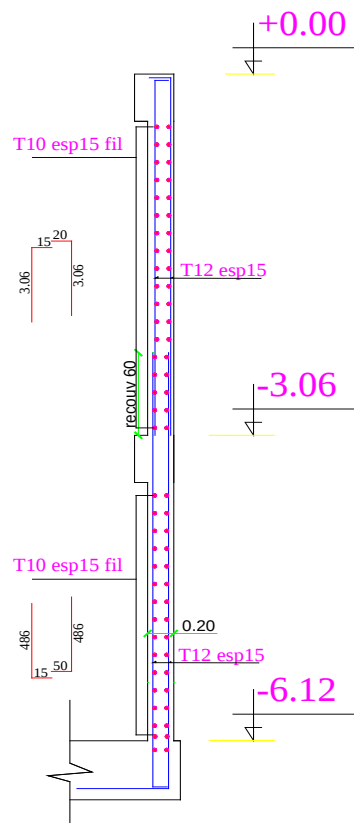


Figure 6.17 : Ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude m'a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises durant tout le cycle universitaire de ma formation pour aborder la phase étude d'un projet de bâtiment.

Il est tellement important de se concentrer sur le modèle de conception donné afin de trouver toutes les possibilités structurelles qui correspondent mieux préalablement à cette conception, notamment sur le pré dimensionnement vis-à-vis aux chargements et quant à l'importance d'usage, tout de même de son aspect économique, et de la durabilité de ce projet en vers toutes les exigences de confort et de résistance.

Les études proprement dit ont pour objectif de cerner tous les risques et tous les ces pathologiques qui peuvent causer des problèmes aux différentes constructions que soit (infrastructures, superstructures), c'est-à-dire, de l'étude géotechnique de ses caractéristiques et paramètres intrinsèques du sol jusqu'à aux différents matériaux à adopter à la structure à réaliser, à savoir de son béton composé et ses éléments constitutifs.

Le concept doit répondre à tous les effets (statique, dynamique) qui régissent aux règles parasismique en vigueur, ainsi aux différents documents techniques règlementaires sans omettre les documents unifiés, en effet, l'objectif principal d'une étude tend à minimiser les risques autrement dit pour normaliser les risques.

Etant donné de ce projet dont j'ai constitué, nous présente une première expérience technique me permettant d'acquérir l'avantage de connaissance des procédés et cela pour mieux apprendre le métier.

Et afin de mener à bien la situation d'une étude, il est nécessaire d'équiper ou de dote master en génie civil par des logiciels performant qu'ayant donnés des résultats aux calculs souhaités.

Bibliographie

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

Logiciels

- ETABS 9.7.4.....modélisation
- AUTOCAD 2016.....Dessin en 2D
- EXCEL 2010.....calcul
- WORD 2010.....Traitement du texte
- SOCOTEC.....calcul la section d'armateur et vérification a ELS
- AUTODESK ROBOT 2014.....Les diagrammes
- SKETCHUP 2014..... Dessin en 3D

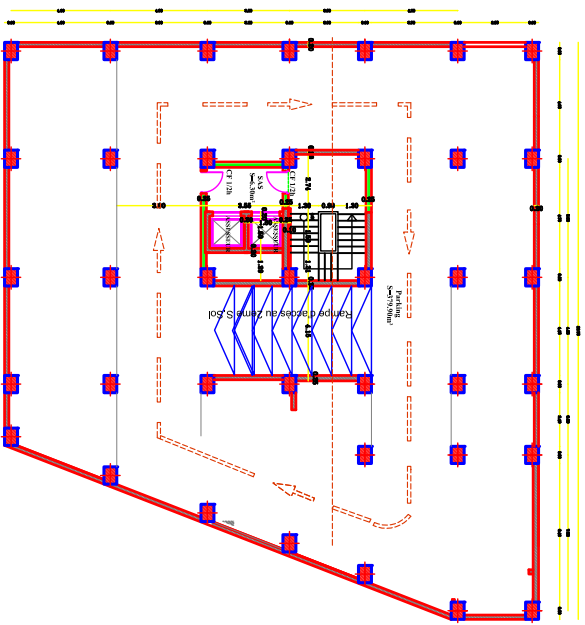
Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	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	0.1000

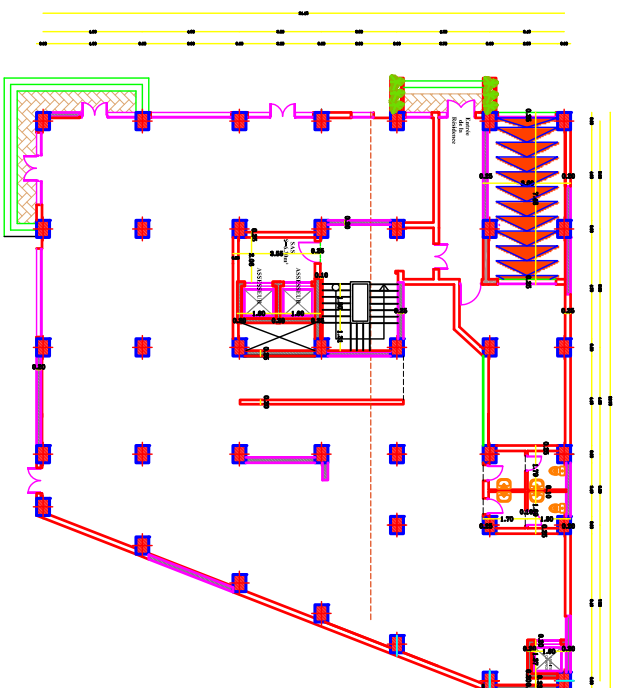
ANNEXE 2

**SECTION RÉELLES
D'ARMATURES**Section en cm² de N armature ϕ en mm

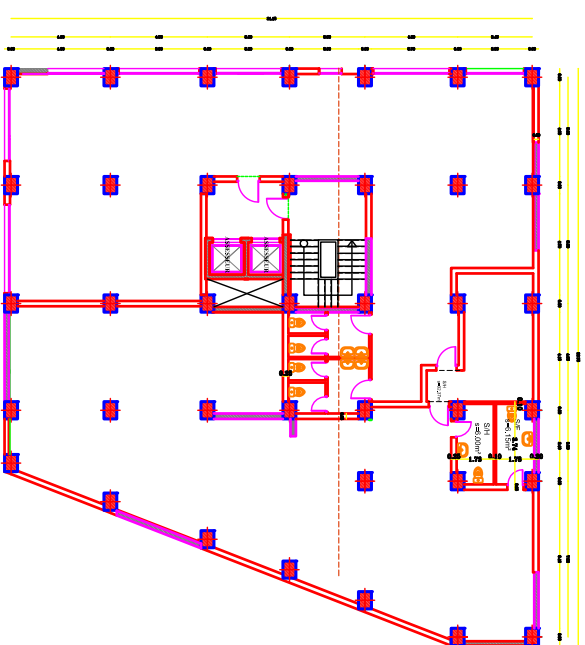
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	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	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



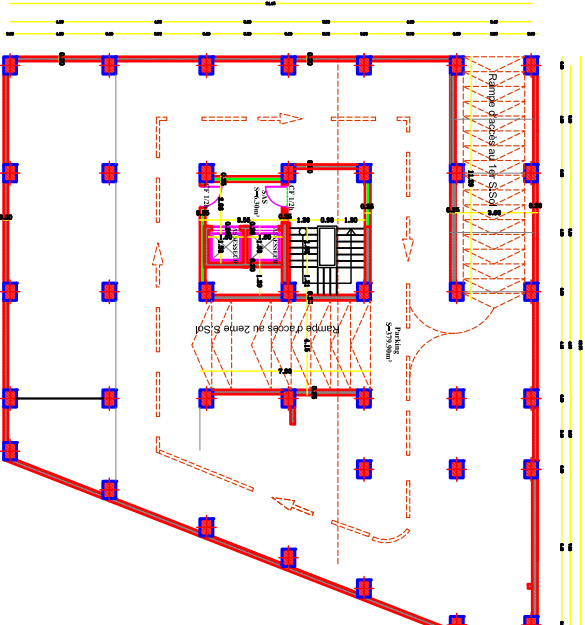
PLAN DE 2ème SOUS SOL



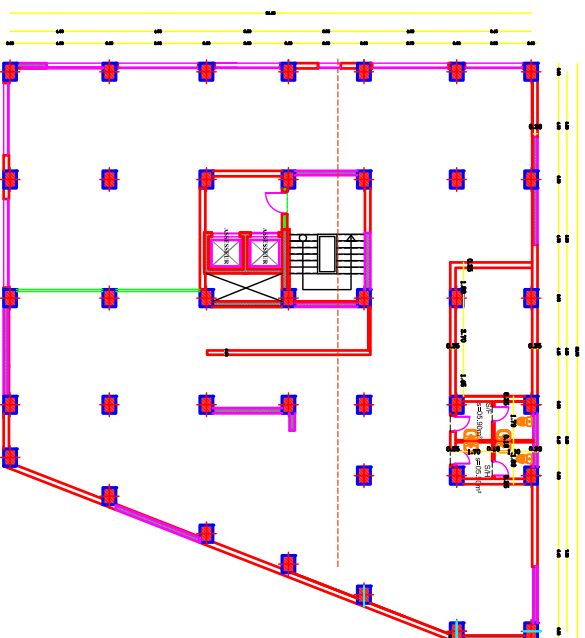
PLAN DE RDC COMMERCIAL



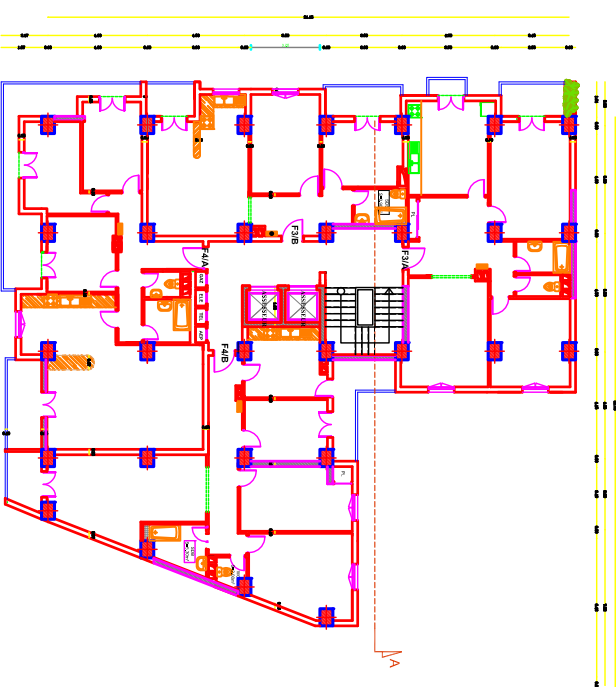
PLAN DE 1ER ETAGE



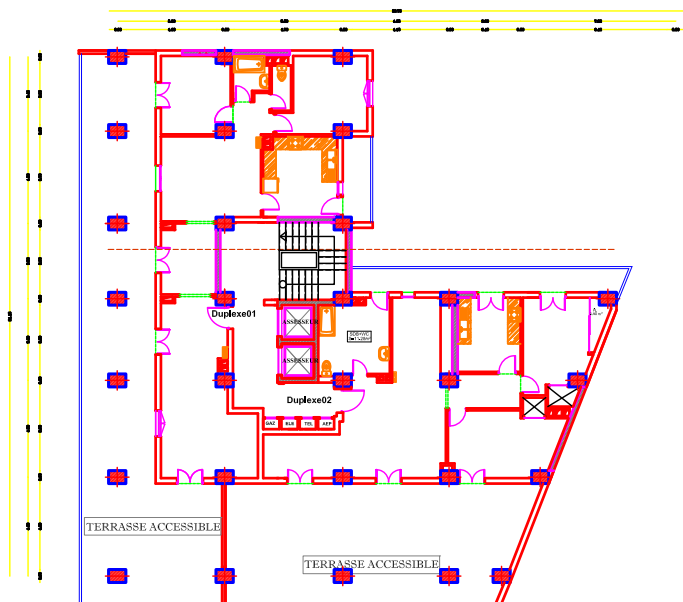
PLAN DE 1er SOUS SOL



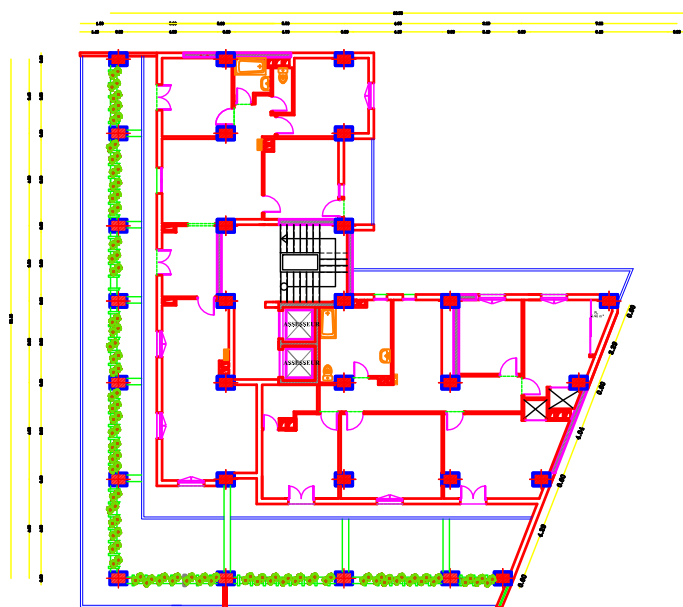
PLAN DE SERVICE



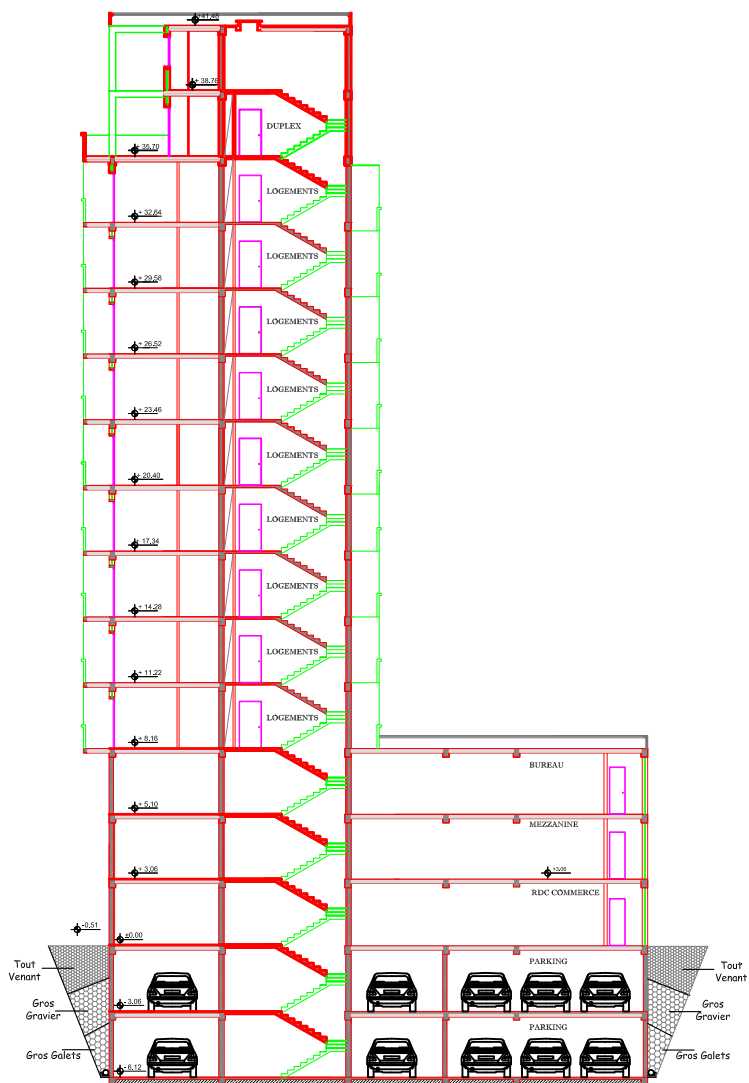
PLAN DE 2ème ETAGE



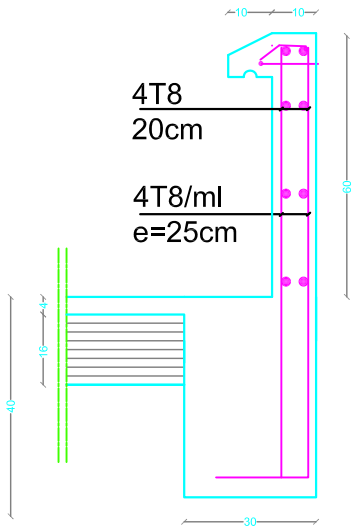
PLAN DE 1er niveau EN ATTIQUE



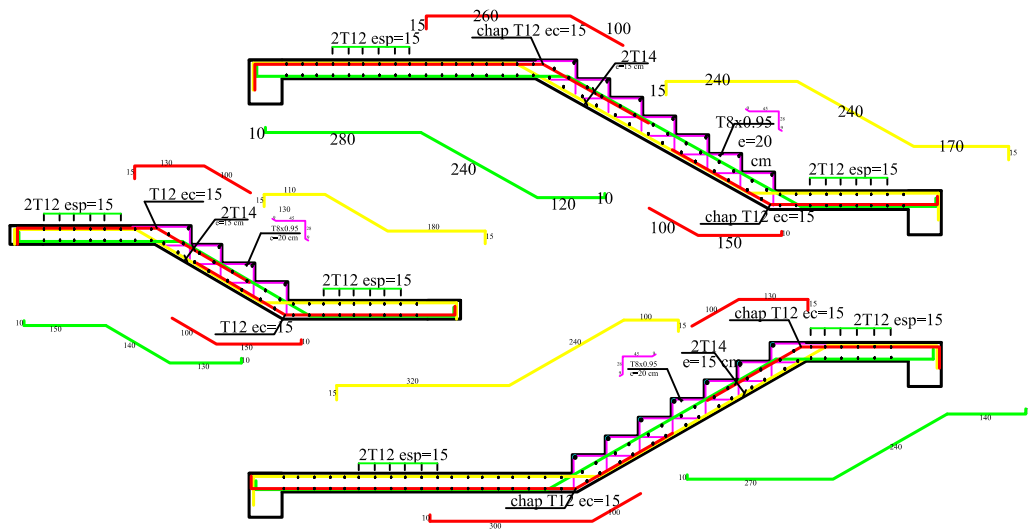
PLAN DE 2eme niveau EN ATTIQUE



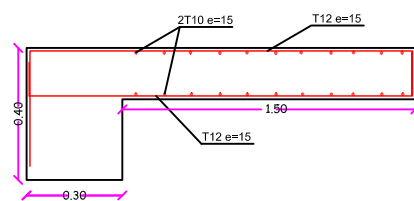
ACROTERE


$$\frac{4T8/ml}{e=25cm}$$


Ferraillage des escaliers



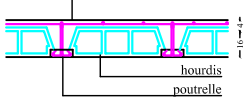
Ferraillage de balcon



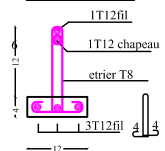
DETAIL PLANCHER

Treillis soudé T(200x200)

dalle de compression



COUPE TYPE
POUTRELLE



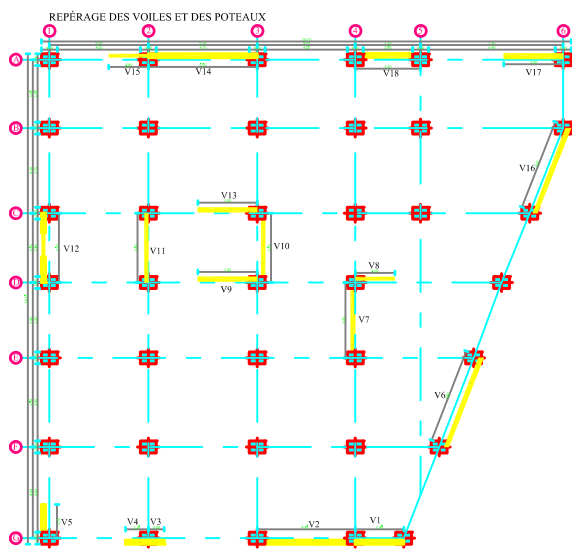
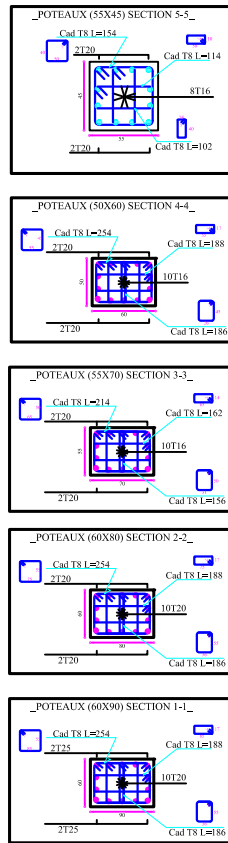
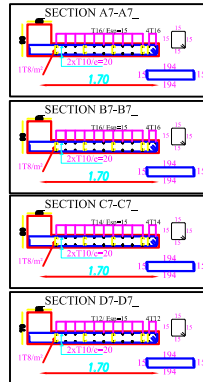
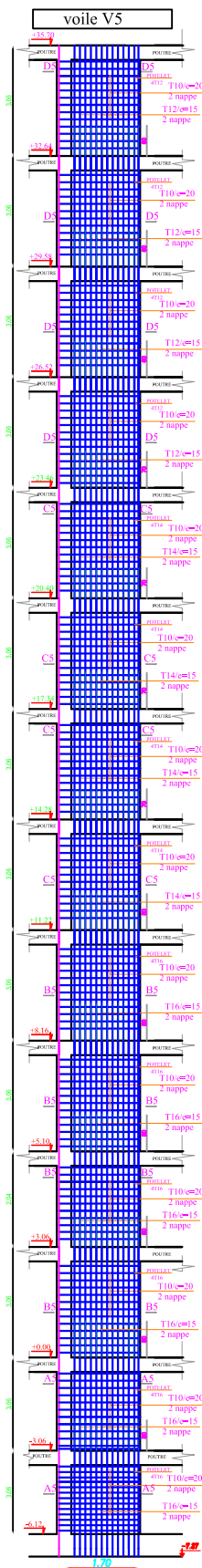
UNIVERITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES

ETUDE PAR:
ELGADIR ZOHEIR
GUITI OMAR

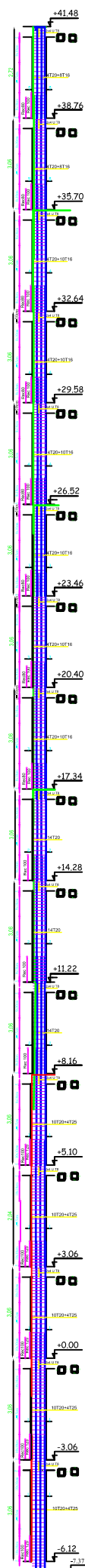
DIRIGE PAR:
HAMADOUCHE

PROMOTION
2018/2019

TITRE :
- FERRAILLAGE
DES ELEMENTES
SECONDAIRES



FERRAILLAGES DES POTEAUX



UNIVERITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES

ETUDE PAR:
Mr ELGADIR ZOHEIR
Mr GUITI OMAR

DIRIGE PAR:
Mr HAMADOUCHE

PROMOTION
2018/2019

TITRE :
- FERRAILLAGES
DES POTEAUX
- FERRAILLAGES
DES VOILES
- PLAN DE
DESPOSITION
DES VOILES

Figure 1 illustrates the three different types of FTS (A, B, and C) and their corresponding 3D models. The 3D models show the dimensions of the FTS: 30x40x10 for A, 30x40x10 for B, and 30x40x10 for C. The schematic representation shows the FTS as a block with dimensions 30x40x10 and a 30x40x10 block. The FTS are labeled A, B, and C, and their corresponding 3D models are shown below them.

[illegible]

3116 Coupé 5-5

3116 Châssis

3116Fl.

cad T8 L = 140

mp T8 L = 92

49

29

49

7

3116 Fl.

31

32

Coupe B-B

3T16 Chap

3T16fil.

60

30

3T16 fil.

cad T8.1 = 82

cad T8.1 = 130

39

24

39

7

[illegible]

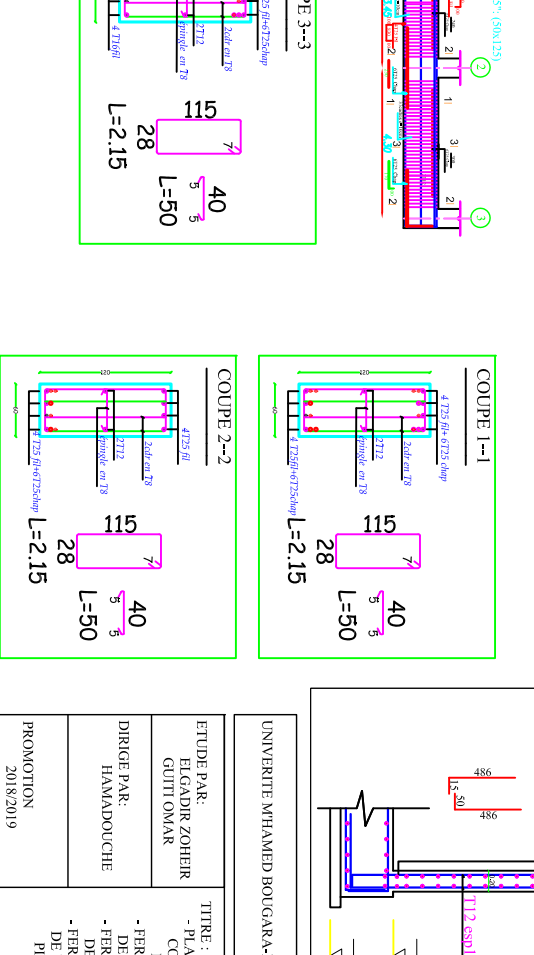
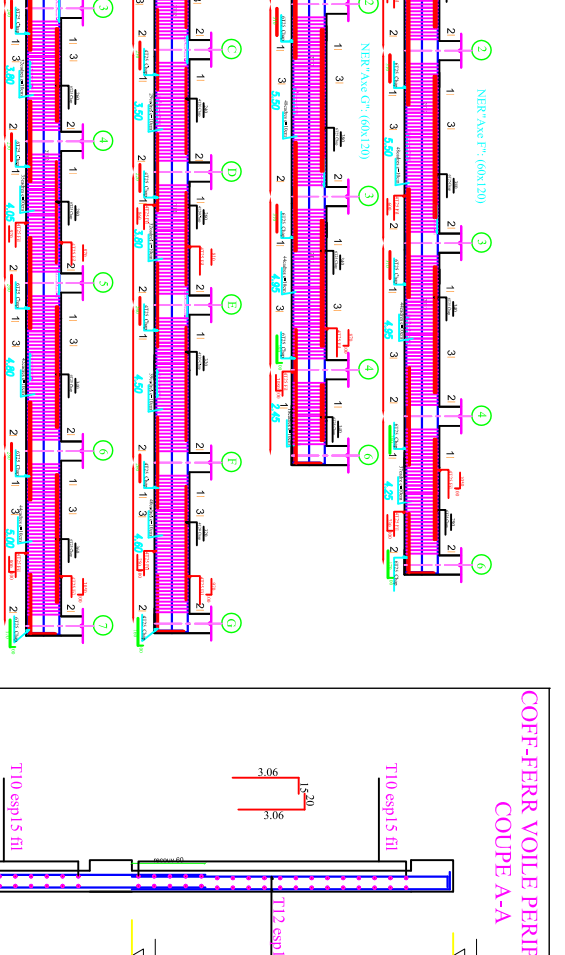
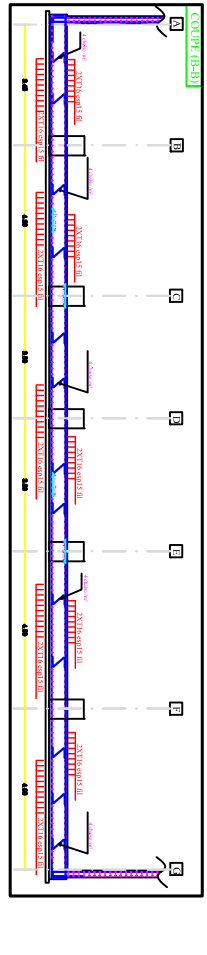
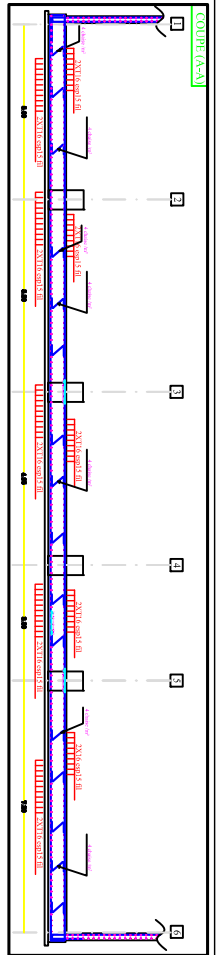
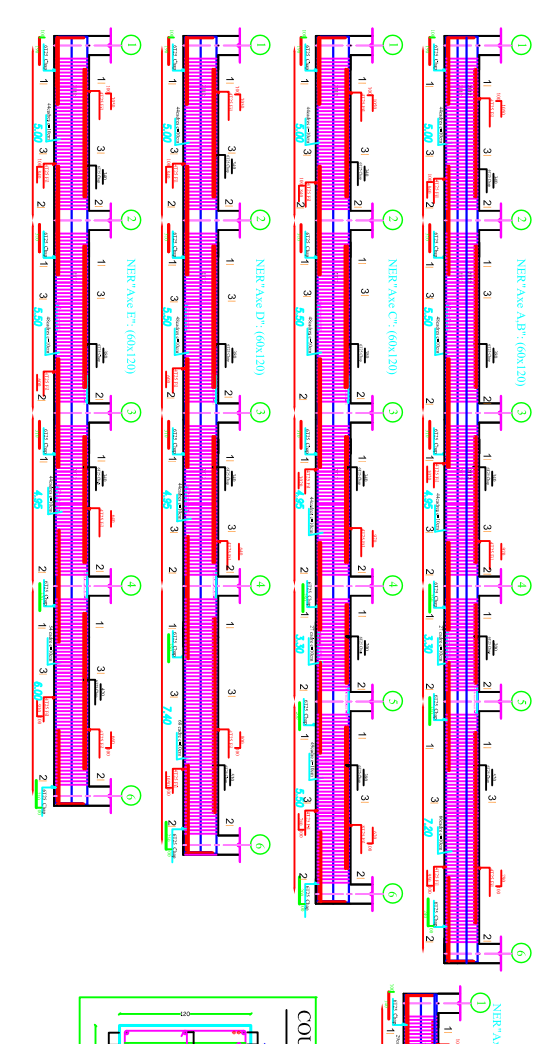
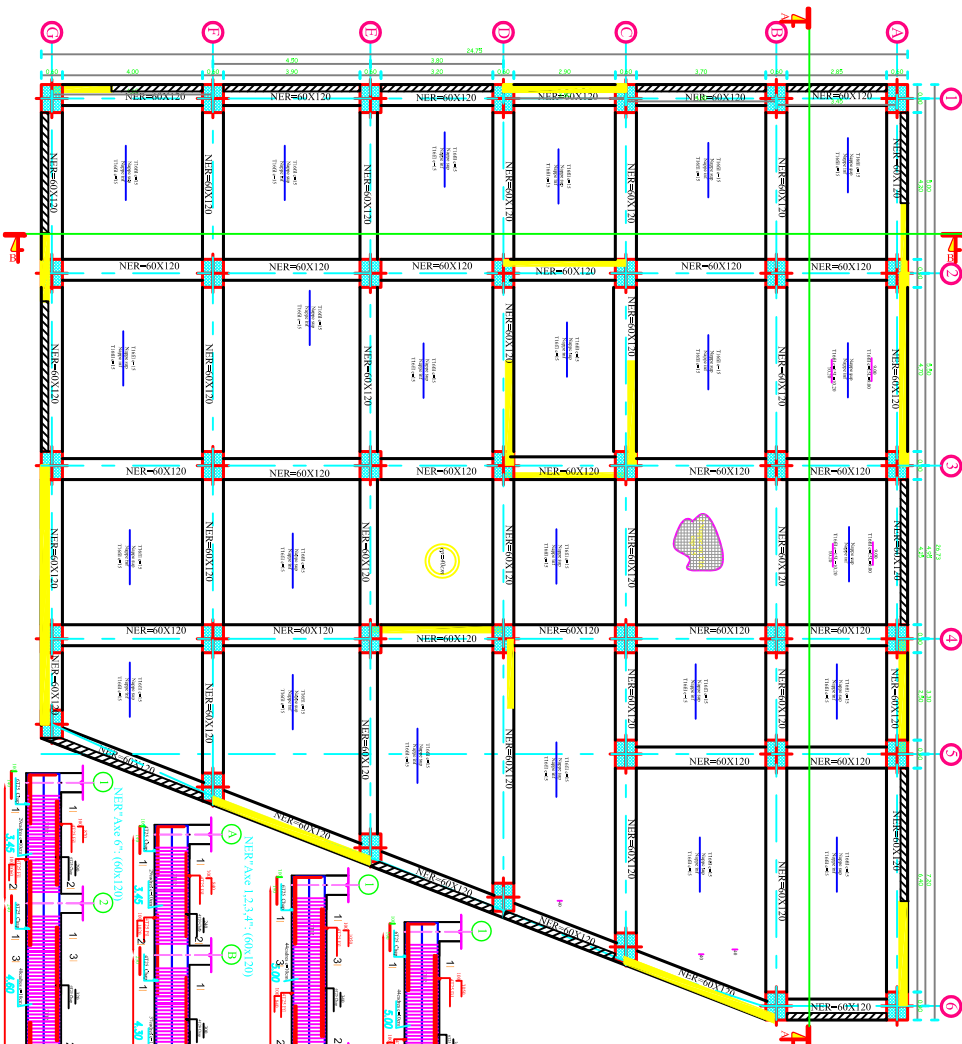
ETUDE PAR:
ELGADIR ZOHEIR
GUILLONAR

DIRIGE PAR:

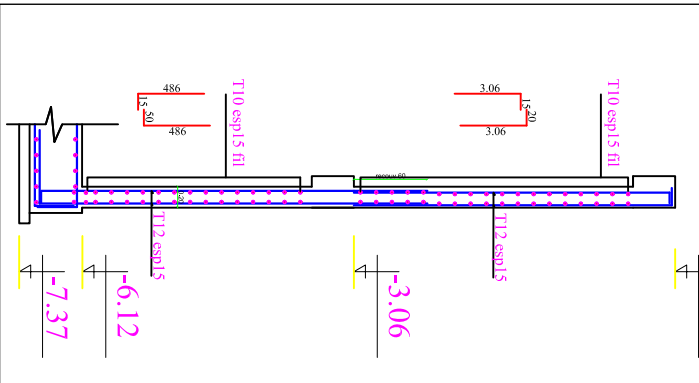
	RECEIVED
--	----------

TITRE :
- PLAN DE
COFFRAGE
* SOUS SOL 1
* SOUS SOL 2
* RDC
* ETAGE SERVICE
* 1er ETAGE
- FERRAILLAGE
DES POUTRES

COFFRAGE FONDATION



COFF-FERR VOILE PERIPHERIQUE
COUPE A-A
+0.00



UNIVERITE MHAMED BOUGARA-BOUMBERDES	
ETUDE PAR: ELGADIR ZOHEIR GUTTI OMAR	TITRE: - PLAN DE COFFRAGE DE DALLE - FERRAILLAGE DE NERVIER - FERRAILLAGE DE DALLE - FERRAILLAGE DE VOILE PERIPHERIQUE
DIRECTION: HAMADOUCHIE	
PROMOTION 2018/2019	