



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn-Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : structure

THÈME

Etude d'un bâtiment (RDC + 9 étages+ 3 sous-sols) en zone III.

Réalisé par :

KHALIFA Ikram

Soutenue le 18/08/2022 Devant les jurys :

Encadreur : Mme ACHOUR Aida

Président : Mr ZELMAT Yassine

Examineur : Mr BAHAR Sadek

Année universitaire 2021/2022

Remerciement

Mes remerciements vont avant tout à mon Dieu qui m'a donné le courage et force de mener ce modeste travail.

A ma famille et mes amis qui par leurs prières et leurs encouragements, j'ai pu surmonter tous les obstacles.

Mme ACHOUR Aida d'avoir accepté de m'encadrer durant l'élaboration de mon mémoire, par ses orientations, ses conseils et la disponibilité qu'elle m'a témoigné pour me permettre d'amener à bien finir ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi aux corps enseignantes qui m'ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études durant les années des études, le chef de département et le chef de spécialité et à tout le personnel du département de Génie Civil, et aux membres du jury, comme président Mr ZELMAT Yassine et l'examineur Mr BAHAR Sadek qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce mémoire

Particulièrement à mes très chers PARENTS qui m'ont donné le meilleur de ce qu'ils ont, pour leur amour inestimable, leurs sacrifices, leur confiance, leur soutien et toutes les valeurs qu'ils ont su m'inculquer, de me permettre de poursuivre mes études dans les meilleures conditions possibles et n'avoir jamais cessé de m'encourager tout au long de mes années d'étude, que dieu nous les garde.

À toute ma famille, mes proches, et mes amis.

À mes très chers frères et Sœurs : Mahmoud, Hadj Ahmed, Zohra, Ferial, ma belle-sœur Rachida pour leur tendresse, leur complicité et leur présence

À mes meilleures amies : Soraya, Sarah, Sabrina une amitié exceptionnelle

Ainsi que tous mes autres amis

À mes cousines : Soumia, Nabila, Cherifa, Babia

À tous mes collègues de classe qui m'ont aidé à réaliser ce modeste travail

KHALIFA Ikram

Liste des Symboles

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol .
 σ_{sol} : La contrainte du sol.
 f_{cj} : La résistance la compression du béton.
 f_{ij} : Résistance du béton à la traction.
 f_{bu} : Contrainte ultime du béton.
 γ_b : Coefficient de sécurité.
 τ_u : La contrainte de cisaillement
 $\bar{\tau}_u$ = La contrainte admissible de cisaillement.
V : Effort tranchant.
d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendue).
 σ_{bc} : La contrainte du béton .
 $\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible du béton.
H.A : haute adhérence
T.S : treillis soudés.
n : coefficient d'équivalence.
 \emptyset : diamètre.
 E_s : module d'élasticité longitudinale de l'acier.
 ν : Coefficient de poisson.
 f_r : Résistance à la rupture.
 f_e : Limite d'élasticité.
 ε_{es} : Allongement relatif de l'acier
 ε_r : Allongement à la rupture.
 η : Coefficient de fissuration.
C : l'enrobage.
G : Charges permanentes.
E : Charges accidentelles.
Q : charges d'exploitation.
ELU : Etat limite ultime
ELS : Etat limite de service.
ACC : accidentelle.
 L_y = la portée maximale dans le sens x.
 L_x = la portée maximale dans le sens y.
 ht : Epaisseur de la dalle.
 L : la longueur.
 h_d : hauteur de la dalle.
H : hauteur.
 h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
b : largeur.
 L_1 : La longueur de l'hourdis.
g : Giron.
 L_p : largeur de la paillasse.
e : épaisseur.
S : surface.
 ρ : poids volumique.
 h_e : hauteur d'étage.
 γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.
 γ_b : coefficient de sécurité du béton.
 N_u : effort normal ultime.
 α : Coefficient de réduction.
 λ : l'élancement mécanique .

L_f : longueur de flambement .
 i : rayon de giration.
 I : moment d'inertie.
 A_s : section d'acier.
 B : aire totale.
 f_e : limite d'élasticité de l'acier.
 p : poids.
 Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.
 M_u : oment ultime.
 M_s : moment de service
 M_{max} : moment max.
 A' : Armatures Comprimée.
 M_a : moment d'appuis.
 M_t : moment en travée .
 p_w et p_e : charges uniformes sur les travées de gauche et de droit.
 Q_u : charge ultime.
 Q_s : charge de service.
 X : déplacement.
 f_{ed} : Contraintes limites d'élasticité de l'acier à l'ELU.
 A_t : armatures de travée
 A_a : armatures d'appuis
 A_r : armatures de répartition
 S_t : espacement
 A_{min} : armatures minimal
 A_{max} : armatures maximal
 Ψ_s : Coefficient de scellement
 K : module de réaction vertical.
 y : Position de l'axe neutre
 M_0 : moment isostatique.
 C_p : Facteur de force horizontale
 M_g : la masse des câbles.
 P_p : le poids de contrepoids
 P_m : poids mort
 μ_μ : le périmètre du contour
 M_x : moment suivant x
 M_y : moment suivant y
 R_A : réaction en appuie A
 R_B : réaction en appuie B
 M_B : moment en B
 M_A : moment en A
 A : Coefficient d'accélération de la zone.
 D : facteur d'amplification dynamique moyen.
 R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.
 W : Poids de la structure.
 Q : facteur de qualité.
 T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
 η : Coefficient de correction d'amortissement
 ξ : le pourcentage d'amortissement
 W_{Qi} : poids des charges d'exploitation
 W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes
 β : coefficient de pondération
 P_q : facteur de pénalité.

X_g et Y_g : Les coordonnées de centre de gravité

T_K : la période du mode K.

C_t : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage

D_x : distance selon l'axe X.

D_y : distance selon l'axe Y.

T : La période.

V_x : efforts tranchants à la base sens X

V_y : efforts tranchants à la base sens Y

Δ : déplacement inter étage

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

N_{max} : Effort normal max

M_{corr} : moment correspondant

N_{min} : Effort normal min.

e_1 : Excentricité du 1er ordre

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du 2eme ordre

M_f : moment fictive

$A_{s\text{ cal}}$: section d'acier calculé.

L_r : longueur de recouvrement.

A_t : Armatures transversales

ρ_a : est un coefficient correcteur

λ_g : l'élancement géométrique

t : espacement dans la zone nodal.

t' : espacement dans la zone courante

h' : hauteur de la zone nodal.

L' : Longueur de la zone nodale.

A_{CNF} : Armatures de condition non fragilité.

A_v : armatures verticales.

A_h : armatures horizontales.

L_t : longueur tendue

σ_{bna} : contrainte du béton non armé.

S_s = surface de semelle.

S_r = surface de radier.

S_b = surface de bâtiment.

N_{ser} : Effort normal de service.

L_e : longueur élastique

K : coefficient de raideur du sol

h_r : Hauteur de radier.

b_p : Base de la nervure.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement

γ : poids volumique.

φ : Angle de frottement interne.

γ_d Poids spécifique du remblai.

K_0 : coefficient de poussée.

Sommaire

1	Introduction	2
1.1	Implantation de l'ouvrage :	2
1.2	Présentation de l'ouvrage	2
1.3	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	3
1.4	Donnée sismique de la zone d'implantation de la structure :	4
1.4.1	Classification des ouvrages selon leur importance :	4
1.5	Situation de l'ouvrage :	4
1.5.1	Plan de situation :	4
1.5.2	Plan de masse	4
1.5.3	Plan topographique :	5
1.5.4	Plan levé topographique :	6
1.6	La configuration du bâtiment :	7
1.7	Le système de contreventement	10
1.7.1	Choix du type de contreventement :	10
1.8	Définition des différents éléments de la structure	10
1.8.1	Planchers	10
1.8.2	Les poteaux	11
1.8.3	Les poutres	11
1.8.4	Ossature et contreventement	11
1.8.5	Les voiles	12
1.8.6	Les escaliers	12
1.8.7	La terrasse	12
1.8.8	L'acrotère	12
1.8.9	Maçonnerie	12
1.8.10	Gaine d'ascenseurs :	13
1.8.11	La cage d'ascenseur	13
1.8.12	Le revêtement	13
1.8.13	Les fondations	13
1.9	Système de coffrage	14
1.10	Caractéristiques des matériaux :	14
1.10.1	Béton	14
1.10.2	Dosage du béton	15
1.10.3	Le Dosage Pour 1 m ³ De Béton	15
1.10.4	Présentation Des Différents Dosages :	15

1.10.5	Caractéristiques mécaniques.....	16
1.11	Règlementation et normes utilisés.....	18
1.12	Définition des états limites et les hypothèses de calcul.....	18
1.12.1	Etats limites ultimes (ELU).....	18
1.12.2	Hypothèse de calcul à L'ELU.....	18
1.12.3	Etats limites de service (ELS).....	19
1.12.4	Hypothèse de calcul à L'ELS.....	19
1.13	L'acier :.....	20
1.13.1	Caractéristiques géométriques.....	20
1.13.2	Caractéristiques mécaniques.....	20
1.13.3	Comportement de l'acier.....	20
1.13.4	Contraintes limites d'élasticité de l'acier à l'ELU.....	21
1.13.5	Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU.....	21
1.13.6	Contrainte limite de service à l'ELS.....	22
1.14	Les combinaisons d'action.....	23
1.15	Combinaison du BAEL 91 :.....	24
1.16	Conclusion.....	24
2	Introduction :.....	25
2.1	Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	25
2.1.1	Plancher :.....	25
2.1.2	Plancher à dalle pleine :.....	26
2.1.3	Poutrelles :.....	27
2.1.4	Les escaliers.....	29
2.1.5	Les balcons (dalles pleines) :.....	30
2.1.6	Pré dimensionnement de la dalle a machine (l'ascenseur) :.....	31
2.1.7	L'acrotère.....	32
2.2	Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	33
2.2.1	Les poutres :.....	33
2.2.2	Les voiles :.....	35
2.3	Descente de charges :.....	37
2.3.1	Charges permanentes et charges d'exploitation :.....	38
2.3.2	Pré dimensionnement des poteaux :.....	42
2.4	Conclusion :.....	55
3	Introduction :.....	56
3.1	Plancher corps creux :.....	56
3.1.1	Dalle de compression :.....	56

3.1.2	Calcul des poutrelles	58
3.1.3	Schéma de Ferrailage du plancher corps creux :	71
3.2	Plancher en dalle pleine :	72
3.2.1	Evaluation des charges :	72
3.2.2	Calcul des sollicitations :	73
3.2.3	Calcul des moments :	75
3.2.4	Schéma de ferrailage pour plancher à dalle pleine :	81
4	Calcul des éléments non structuraux :	82
4.1	Introduction :	82
4.2	Balcons	82
4.2.1	Les charges et les sollicitations :	82
4.2.2	Calcul des sollicitations :	83
4.2.3	Calcul du ferrailage :	85
4.2.4	Vérifications :	86
4.2.5	Schéma de ferrailage de la dalle :	88
4.3	L'acrotère :	89
4.3.1	Evaluation des charges et surcharges :	89
4.3.2	Combinaison de sollicitation :	90
4.3.3	Calcul du ferrailage à L'ELU :	90
4.3.4	Vérification à l'ELU :	92
4.3.5	Vérification à L'ELS :	93
4.3.6	Schéma de ferrailage :	95
4.4	Etude de la salle machine :	96
4.4.1	Introduction :	96
4.4.2	Dimensions :	96
4.4.3	Evaluation des charges :	97
4.4.4	Vérification de poinçonnement :	98
4.4.5	Calcul des sollicitations :	99
4.4.6	Evaluation des moments sous charge réparties du poids propres :	100
4.4.7	Calcul des moments : ELU et ELS	101
4.4.8	Calcul de ferrailage :	101
4.4.9	Schéma de ferrailage de la dalle machine :	102
4.5	Etude Escaliers :	103
4.5.1	Calcul des sollicitations :	103
4.5.2	Calcul des réactions :	104
4.5.3	Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :	106

4.5.4	Calcul Ferrailage d'escaliers :	110
4.5.5	Vérification à l'ELU :	111
4.5.6	Vérification à L'ELS :	113
4.5.7	Schéma de ferrailage d'escalier <i>1ervolée</i>	114
4.6	Etude de la poutre palière pour.....	115
4.6.1	Pré dimensionnement de la poutre palière :.....	115
4.6.2	Chargement de la poutre palière :	116
4.6.3	Diagramme des moments et des efforts tranchants :	117
4.6.4	1-Calcul des armatures longitudinales :.....	118
4.6.5	Calcul des armatures transversales :	119
4.6.6	Vérification à l'ELU :	119
4.6.7	Vérification à L'ELS :	120
4.6.8	Schéma de ferrailage de la poutre palière :.....	121
5	Introduction :	122
5.1	L'étude dynamique :	122
5.1.1	Objectif de l'étude dynamique :	122
5.1.2	Choix de la méthode de calcul :	122
5.2	Données sismiques de la structure :.....	123
5.2.1	Classification des ouvrages selon leur importance :.....	123
5.3	La Méthode dynamique modale spectrale :	123
5.3.1	Principe :	123
5.3.2	Spectre de réponse de calcul :	124
5.3.3	Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	124
5.3.4	La modélisation de la structure :	129
5.3.5	Présentation de la vue en 3D :.....	131
5.4	Choix de la disposition des voiles :.....	133
5.4.1	Caractéristiques Géométriques :	134
5.4.2	Mode de vibration et participation massique :.....	135
5.4.3	Schémas des modes de vibration :.....	136
5.4.4	Vérification de la structure vis-à-vis le règlement parasismique Algérien (RPA99 V-2003) : 137	
5.4.5	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6 RPA.V03) .139	
5.4.6	Vérifications :	142
6	Introduction :	149
6.1	Ferrailage des poteaux.....	149
6.1.1	Combinaison des charges : Selon BAEL 91 (situation durable).....	149

6.1.2	Combinaisons d'efforts internes :.....	149
6.1.3	Calcul des armatures :.....	149
6.1.4	Ferraillage longitudinal :	152
6.1.5	Ferraillage transversal :.....	158
6.1.6	Vérification ELU :.....	160
6.1.7	Vérification des contraintes à L'ELS :	162
6.1.8	Schéma de ferraillage des poteaux.....	163
6.2	Ferraillage des poutres :.....	164
6.2.1	Calcul des armatures longitudinales :.....	165
6.2.2	Vérification :.....	172
7	Introduction :	175
7.1	Bute de contreventement :.....	175
7.2	Les recommandations exigées par RPA99v2003 :	176
7.3	Méthode de ferraillage des voiles : on a 3 cas.....	177
7.3.1	Calcul exemplaire du voile de contreventement :	178
7.3.2	Vérifications à ELU:	183
7.3.3	Vérification à L'ELS :	184
7.3.4	Schéma de ferraillage du voile :.....	187
8	Introduction :	188
8.1	Caractéristique du sol :	188
8.2	Choix de type de fondations :	188
8.2.1	Semelles isolées sous poteaux :	188
8.2.2	Calcul semelle filante :	188
8.2.3	Radier général :	189
8.3	Calcul de Radier :.....	190
8.3.1	Epaisseur du radier : Condition de rigidité :	190
8.3.2	Application de condition forfaitaire : le radier doit être d'une épaisseur de :	191
8.3.3	Condition de coffrage :.....	191
8.3.4	Surface minimale du radier :.....	191
8.3.5	Calcul de débordement D :	192
8.3.6	Charges et surcharges du bâtiment :	192
8.3.7	Vérification du contrainte du sol :	193
8.3.8	Vérification du contrainte du cisaillement à ELU :.....	196
8.3.9	Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL [A.5.2.2]	196
8.3.10	Vérification du radier	197
8.3.11	Ferraillage du radier :.....	200

8.3.12	Calcul du débord de la dalle :.....	206
8.4	Ferraillage de la nervure :	208
8.4.1	Calcul des sollicitations des nervure :	209
8.4.2	Calcul du ferraillage :.....	211
8.4.3	Vérification à ELS :.....	213
8.4.4	Schéma de Ferraillage de la nervure :.....	215
8.4.5	Etude du voile périphérique :	217

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Fig I 1 : Dimensions en plan.	3
Fig I 2 : Plan de masse	5
Fig I 3 : Plan topographique.....	5
Fig I 4 : Plan levé topographique.	6
Fig I 5 : plan sous-sol 2 et 3	7
Fig I 6 : Plan 1er sous-sol.....	8
Fig I 7 : Plan étage courant.....	8
Fig I 8 : Plan étage 9.....	9
Fig I 9 : Coupe A-A 3D.....	9
Fig I 10 : types des escaliers.....	12
Fig I 11 : Différentes types de fondation.....	14
Fig I 12 :Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU	17
Fig I 13 :Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.....	17
Fig I 14 :Diagramme des déformations limites de la section.....	19
Fig I 15 :Diagramme du comportement de l'acier.....	21
Fig I 16 :Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU.....	22
Fig I 17 :Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELS	23

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Fig II 1 : Plancher corps creux	25
Fig II 2 : Dimensions des éléments constituant un plancher.	28
Fig II 3 : Escalier.....	29
Fig II 4 : Dimension de la dalle a machine.	32
Fig II 5 : Dimension de l'acrotère	33
Fig II 6 Dimensions des poutres.	35
Fig II 7 : pré dimensionnement des voiles.	36
Fig II 8 : Vue en plan du voile de 2ème type.....	36
Fig II 9 Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.....	36
Fig II 10 : schématisation de la descente de charge.	37
Fig II 11 : surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	46

Chapitre III : Etude des planchers

Fig III 1 : Coupe d'un plancher à corps creux.	56
Fig III 2 : Treillis soudés (20x20) cm ²	58
Fig III 3 : Dimensions des éléments constituant un plancher.	58
Fig III 4 éléments constituant un plancher	59
Fig III 5 Définition des trois cas de charge à prendre en compte	63
Fig III 6 : Types de poutrelles dans plan	64
Fig III 7 : Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants type 1 à l'ELU	66
Fig III 8 : Dimension des poutrelles.....	67
Fig III 9 : Schéma de Ferrailage du plancher corps creux.....	71
Fig III 10 : Ferrailage des poutrelles en appuis et en travée.....	71

Fig III 11 : Distribution des moments du panneau sens X et Y	73
Fig III 12 : Distribution des moments du panneau.	74
Fig III 13 : Section de calcul.....	75
Fig III 14 : Coupe de ferrailage pour plancher à dalle pleine	81
Fig III 15 : Coupe 2 de ferrailage pour plancher à dalle pleine.	81

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Fig IV 1 : Schéma statique de la dalle.....	82
Fig IV 2 : Diagramme des moment et effort tranchant à ELU.....	85
Fig IV 3 : Diagramme de moment et effort tranchant à ELU	85
Fig IV 4 : Dimension du balcon	86
Fig IV 5 : Schéma de ferrailage de balcon.....	88
Fig IV 6 : Modèle de calcul de l'acrotère et Coupe transversale de l'acrotère.	89
Fig IV 7 : Section obtenue pour le ferrailage.....	91
Fig IV 8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	95
Fig IV 9 : constituants essentiels et dimensions de l'ascenseur	97
Fig IV 10 : Dimension dalle et disposition des voiles.....	98
Fig IV 11 : Schéma de la surface d'impact.....	99
Fig IV 12 Moment de la dalle machine.....	100
Fig IV 13 : Section de calcul.	101
Fig IV 14 : ferrailage de la dalle machine.....	102
Fig IV 15 : Schéma statique d'escalier volée 1.....	103
Fig IV 16 : Schéma statique d'escalier 2ème volée.....	114
Fig IV 17 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	114
Fig IV 18 : schéma statique de la poutre palière.	115
Fig IV 19 : Dimension du palier de repos.	116
Fig IV 20 : Diagramme des moments et efforts tranchants de la poutre palière étage courant	117
Fig IV 21 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	121

Chapitre V : Etude dynamique et sismique de la structure

Fig V 1 : Diagramme de distribution de l'effort normal en pourcentage.....	129
Fig V 2 : Figure V : Vue 3D de la structure avec le sous-sol.....	132
Fig V 3 : Vue 3D de la structure sans le sous-sol.....	133
Fig V 4 : Disposition des voiles de contreventement vue en plan.....	134
Fig V 5 : Disposition des voiles de contreventement et voiles périphérique vue en plan.	134
Fig V 6 : Premier mode de vibration	136
Fig V 7 : Deuxième mode de vibration	136
Fig V 8 : Troisième mode de vibration.	137

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Fig VI 1 : Directions des moments et efforts sur un poteau.....	149
Fig VI 2 : zone nodale	151
Fig VI 3 : longueur en zone nodale	159
Fig VI 4 : Schéma de ferrailage des poteaux	163
Fig VI 5 : diagramme des moment max poutre principales à ELU.....	165

Fig VI 6 : diagramme des moment max poutre principales à ELS.	165
Fig VI 7 : diagramme des moment max poutre principales cas ACC.	166
Fig VI 8 : diagramme des moment max poutre secondaire à ELU.	168
Fig VI 9 : diagramme des moment max poutre secondaire à ELS.	169
Fig VI 10 : diagramme des moment max poutre secondaire cas ACC.	169
Fig VI 11 : Les espacements nécessaires à vérifiées dans une poutre.	170
Fig VI 12 : Armatures transversales utilisé dans les poutres.....	171
Fig VI 13 : Dimensions à respecter par les poutres.....	172
Fig VI 14 : Schéma de ferrailage des poutres.	174

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Fig VII 1 : Sollicitations des voiles.....	175
Fig VII 2 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	176
Fig VII 3 : Les différentes types des cadres et épingles.....	177
Fig VII 4 : Description et dimension des voiles étudié selon sens X et Y.....	178
Fig VII 5 : Diagramme Distribution de l'effort normal des voiles et les poteaux en %.....	178
Fig VII 6 : Distribution de l'effort tranchant des 2 direction des voiles et poteaux en %.....	179
Fig VII 7: Diagramme des contraintes du voile Vasc.....	181
Fig VII 8 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	182
Fig VII 9 : Schéma de ferrailage du voile.....	187

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Fig VIII 1 : Portique sous-sol 3 le plus sollicité.	189
Fig VIII 2 : périmètre du radier (par modélisation robot 2019) avec panneau plus sollicité.	190
Fig VIII 3 : Dimension du radier nervuré.....	191
Fig VIII 4 : Contraintes sous le radier	193
Fig VIII 5 : Cartographie de la distribution des contraintes à ELS.	194
Fig VIII 6 : Cartographie de la distribution des contraintes à ELU.....	194
Fig VIII 7 : Cartographie de la distribution des contraintes (cas accidentelles).....	195
Fig VIII 8 : Cartographie de la distribution des contraintes du cisaillement de radier sens x-x	196
Fig VIII 9 : Cartographie de la distribution des contraintes du cisaillement de radier sens y-y	197
Fig VIII 10 : voile de l'ascenseur Appuie directement sur la dalle du radier.....	198
Fig VIII 11 : Distribution des moments et dimension du panneau du radier.....	201
Fig VIII 12 : Diagramme des moments de la dalle sens Y à ELU.....	202
Fig VIII 13 : Diagramme des moments de la dalle sens X à ELU.....	202
Fig VIII 14 : Diagramme des moments de la dalle sens Y à ELS	202
Fig VIII 15 : Diagramme des moments de la dalle sens X à ELS	203
Fig VIII 16 : Diagramme des moments de la dalle sens X cas ACC.....	203
Fig VIII 17 : Diagramme des moments de la dalle sens Y cas ACC.....	203
Fig VIII 18 : schéma statique débord.....	206
Fig VIII 19 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	208
Fig VIII 20 : Distribution des nervures dans le radier suivantes les deux sens.	209
Fig VIII 21 : Transmission des charges des dalles aux poutres.....	209
Fig VIII 22 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELU sens Y-Y	210

Fig VIII 23 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELU sens X-X	210
Fig VIII 24 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELS sens Y-Y	210
Fig VIII 25 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELS sens X-X.....	211
Fig VIII 26 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité cas ACC sens X-X.....	211
Fig VIII 27 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité cas ACC sens Y-Y.....	211
Fig VIII 28 : Coupe longitudinale de la nervure Sens X-X.....	215
Fig VIII 29 : Coupe longitudinale de la nervure Sens Y-Y	215
Fig VIII 30 : Coupe transversale de la nervure sens X-X.....	216
Fig VIII 31 : Coupe transversale de la nervure sens Y-Y.....	216
Fig VIII 32 : Schéma statique du voile périphérique.....	217
Fig VIII 33 : Schéma statique du voile.	218
Fig VIII 34 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	220

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau I 1 : Dimension en élévation.....	3
Tableau I 2 : Dimension de l'ouvrage.....	3
Tableau I 3 : configuration du bâtiment	7
Tableau I 4 : différents dosages Pour 1 m ³ de Béton.....	15
Tableau I 5 :Caractéristiques géométriques des aciers utilisés	20

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II 1 : Récapitulatif des épaisseurs des différents planchers.....	27
Tableau II 2 : Vérification de prédimensionnement des Sections des poutres	34
Tableau II 3: Plancher terrasse inaccessible Corps-creux (16+5).....	38
Tableau II 4: Plancher étages courants en corps creux	38
Tableau II 5: Plancher dalle pleine 2 ^{ème} et 3 ^{ème} sous-sol	39
Tableau II 6 : dalle pleine 1er sous-sol	39
Tableau II 7 : Charges pour balcon.....	40
Tableau II 8 : charges pour Acrotère :	40
Tableau II 9 : Charges pour Murs extérieurs	41
Tableau II 10:Charges pour Murs intérieurs.....	41
Tableau II 11 : Palier de repos	41
Tableau II 12: Charges pour la Paillasse.....	42
Tableau II 13: Section des poteaux adopté préalablement.....	46
Tableau II 14 :Section et poids propre préalable des poteaux.....	47
Tableau II 15 : Dégression des charges d'exploitation.....	49
Tableau II 16: Charges et surcharges revenant aux poteaux de chaque niveau	49
Tableau II 17: Récapitulatif des résultats pré dimensionnement des poteaux du structure. ..	52
Tableau II 18 Vérification des poteaux au flambement	53
Tableau II 19: Caractéristiques des éléments structuraux.....	54
Tableau II 20 : moment en travée/appuis et effort tranchant de tous les type ELU/ELS.....	66

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III 1: Charge et surcharge des planchers	61
Tableau III 2: tableau récapitulatif des choix des armatures de poutrelles.....	68
Tableau III 3: vérification de contrainte de compression dans le béton de poutrelles à ELS	70
Tableau III 4 Charges sur Plancher dalle pleine 1er sous-sol.....	72

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV 1 : Les valeurs des moments et des efforts tranchants pour les balcons.	84
Tableau IV 2: Les sollicitations agissantes sur l'acrotère.....	90
Tableau IV 3: Valeurs des moments d'ascenseur.....	100
Tableau IV 4: Ferrailage de la dalle machine.....	102
Tableau IV 5: Charge d'escalier.....	103
Tableau IV 6: Ferrailage obtenu pour l'escalier.....	111

Chapitre V : Etude dynamique et sismique de la structure

Tableau V 1: tableau des valeurs du coefficient d'accélération de zone	124
Tableau V 2: Valeurs de T1 et T2	125
Tableau V 3: valeurs du coefficient de pondération β	126
Tableau V 4: valeurs des pénalités P_q	126
Tableau V 5 : Observations de facteur des pénalités de structure.	127
Tableau V 6 : valeurs du coefficient de comportement R	127
Tableau V 7: Distribution de l'effort normal dans les voiles et les poteaux.	128
Tableau V 8 : Mode de vibration et participation massique.	135
Tableau V 9 : valeurs du coefficient CT	138
Tableau V 10 : Vérification de la période fondamentale	139
Tableau V 11 : Période fondamentale T de calcul	141
Tableau V 12 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.	142
Tableau V 13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.	143
Tableau V 14 : Vérification de l'effort normal réduit	144
Tableau V 15 : Vérification des déplacements inter-étage.	145
Tableau V 16 : Vérification de l'effet P- Δ sur la structure.	146
Tableau V 17: Distribution de la résultante des forces sismiques direction X-X.	147
Tableau V 18: Distribution de la résultante des forces sismiques direction Y-Y.	148

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Tableau VI 1 : Tableaux des sollicitations obtenues par Rebot des combinaisons durables et accidentelle de calcul.	150
Tableau VI 2: Tableaux des sections minimal et maximal des armatures	152
Tableau VI 3: calcul d'armatures avec les combinaisons accidentelles	156
Tableau VI 4 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.	157
Tableau VI 5: longueur de recouvrement minimale	158
Tableau VI 6: Ferrailage transversales adopté de Section.	159
Tableau VI 7: longueurs en zone nodale de chaque poteau.	160
Tableau VI 8: Vérification de l'effort tranchant	160
Tableau VI 9: Vérification des contraintes aux cisaillements.	160
Tableau VI 10: Vérification des poteaux au flambement de chaque section.	161
Tableau VI 11: Ferrailage longitudinal et transversales adopté de chaque étage.	162
Tableau VI 12 : Sollicitations de calcul la poutre.	165
Tableau VI 13: Ferrailage longitudinal des poutres principales.	168
Tableau VI 14: Sollicitations de calcul les poutres secondaires.	168
Tableau VI 15 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.	169
Tableau VI 16: Longueur de recouvrement poutres.	170
Tableau VI 17: Ferrailage longitudinal et transversales des poutres adoptées.	172
Tableau VI 18: Vérification à ELS des poutres.	173

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Tableau VII 1 : Distribution de l'effort tranchant et normal des 2 direction des voiles et poteaux.	179
Tableau VII 2: Dimension de calcul pour voile V.asc.	180

Tableau VII 3: Sollicitations de calcul du voile Vasc.....	181
Tableau VII 4 : ferrailage vertical des voiles sous combinaisons la plus défavorable.	183
Tableau VII 5 : tableau de Vérification de contrainte de cisaillement des voiles.....	184
Tableau VII 6 : Vérification de la contrainte du béton à L'ELS.	185
Tableau VII 7 : ferrailage des voiles sous combinaisons plus défavorable.	186

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII 1 : Vérification du contrainte du cisaillement sens X et Y à ELU	197
Tableau VIII 2 : Tableau des moments sollicité sur la dalle sens X.....	204
Tableau VIII 3: tableau des moments sollicité sur la dalle sens Y	204
Tableau VIII 4 ferrailage de la dalle du radier d'une bande de 1 mètre à l'ELU.	205
Tableau VIII 5 : Vérification des contraintes a ELS pour radier (sens X et Y).....	206
Tableau VIII 6 : tableau des moments sollicité sur la dalle sens X	211
Tableau VIII 7: tableau des moments sollicité sur la dalle sens Y	211
Tableau VIII 8 : ferrailage adopté pour la nervure du radier dans les deux sens.	212
Tableau VIII 9 : Vérification des contraintes de nervure (sens X et Y).	214
Tableau VIII 10 : Ferrailage du voile périphérique.	219

Résumé

Le projet étudié présente une étude technique de réalisation d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple (habitation, commerce et service), constitué d'un R+9 avec 3 sous-sols.

Il est implanté au centre de la wilaya de Alger dans la commune d'Alger, classée en zone sismique (III) sismicité élevée selon le RPA99 Version 2003. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (RPA99 version 2003 et CBA93).

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel "Autodesk Rebot Structural Analysis Professionnel 2019".

L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmis au sol d'assise.

Mots clés : étude dynamique, modélisation, béton armé, radier, poteaux, poutres, période de vibration.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية ذات شكل غير منتظم ذات استعمال متعدد الخدمات (الخدمة و التجارة والإسكان). تتألف هذه البناية من R+9 و ثلاثة طوابق تحت الأرض , البناية تقع في بلدية الشراكة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III وفق المعايير الزلزالية الجزائرية 1999 نسخة 2003. مقاومة البناية لكل العمودية والأفقية مضمونة ومحقة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة والجدران المسلحة . قياس البعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير والقوانين المعمولة بها في الجزائر .

- القواعد الجزئية المضادة للزلازل.
- قانون الخرسانة المسلحة.

التحليل الديناميكي للمنشأ كان باستعمال برنامج الإنشائي Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

الكلمات المفتاحية دراسة ميكانيكية نمذجة خرسانة مسلحة مشعة اعمدة عوارض فترة اهتزاز

Abstract

This project presents a technical study for the realization of an irregularly shaped building for multiple use (housing, service and commerce), consisting of an R + 9 with 3 basements. It is located in the commune of Algiers, classified as a seismic zone (III) according to the RPA99 Version 2003.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a portal system braced by sails.

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 and RPA99 version 2003).

The dynamic analysis of the structure was carried out using the software "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019".

The study of the building infrastructure resulted in a general raft foundation due to the importance of the loads transmitted to the soil.

Key words: dynamic study, modelling, reinforced concrete, Raft foundation, columns, beams, vibration period

Introduction générale :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou on autre phénomène.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Le travail est réalisé selon le plan suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré à faire une présentation de l'ouvrage et les hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre, portera l'étude des planchers et leurs ferraillements.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments non structuraux.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique par l'analyse du modèle de structure en 3D sur le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel 2019.
- Le sixième chapitre, pour l'étude et ferraillement des portiques (Poteaux et poutres)
- Le septième chapitre, pour l'étude et ferraillement des voiles.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I :
Présentation de l'ouvrage et
hypothèses de calcul

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul**1 Introduction**

L'objectif de ce chapitre est d'établir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux, ainsi que les différentes hypothèses et règlements utilisés pour le calcul.

Le calcul des éléments qui constitue un ouvrage se base sur des règlements et des méthodes connues comme (BAEL91, RPA99modifié en 2003), sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

1.1 Implantation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 86 logements + parking en sous-sol se situe à Alger- Cheraga, la conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs de R+4, R+8 et bloc de R+9.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage multiple (habitation, commerce et service), d'après le règlement parasismique algérien (**RPA 99 / version 2003**) classé dans le groupe 2 (Ouvrages courants ou d'importance Moyenne), ayant une importance moyenne. Il est composé d'un R+9 avec un entre sol et 2 sous-sols. Sa structure est en béton armé composé de portiques et de voiles avec une terrasse inaccessible.

- ✓ Les 2 sous-sols sont des parkings.
- ✓ L'entre sol est à usage d'habitation et commerciale.
- ✓ Le RDC ainsi que les neuf autres niveaux sont à usage d'habitation dont chaque niveau contient des appartements (F2, F3, F4).
- ✓ L'ouvrage comporte encore :
 - 02 cages d'escaliers
 - 01 cage d'ascenseur assurant le déplacement du 3^{ème} sous-sol vers le 9^{ème} étage.
 - La première cage d'escaliers est aux niveaux des étages permettant le déplacement du rez-de-chaussée jusqu'au 9^{ème} étage.
 - La deuxième cage d'escaliers est aux niveaux des sous-sols

L'ouvrage est implanté au centre de la wilaya d'Alger. Cette région est classée en zone de sismicité élevée (Zone III) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).

1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Tableau I 1 : Dimension en élévation

Dimension en élévation	Hauteur
Hauteur totale du bâtiment	37.7 m
Hauteur du RDC	2.89m
Hauteur d'étage courant	2.89m
Hauteur de sous-sol (1)	2.5m
Hauteur de sous-sol (2)	2.5m
Hauteur du sous-sol (3)	2.5m

Tableau I 2 : Dimension de l'ouvrage

Dimension en plan	
La longueur totale	34.35 m
La largeur totale	19.2m

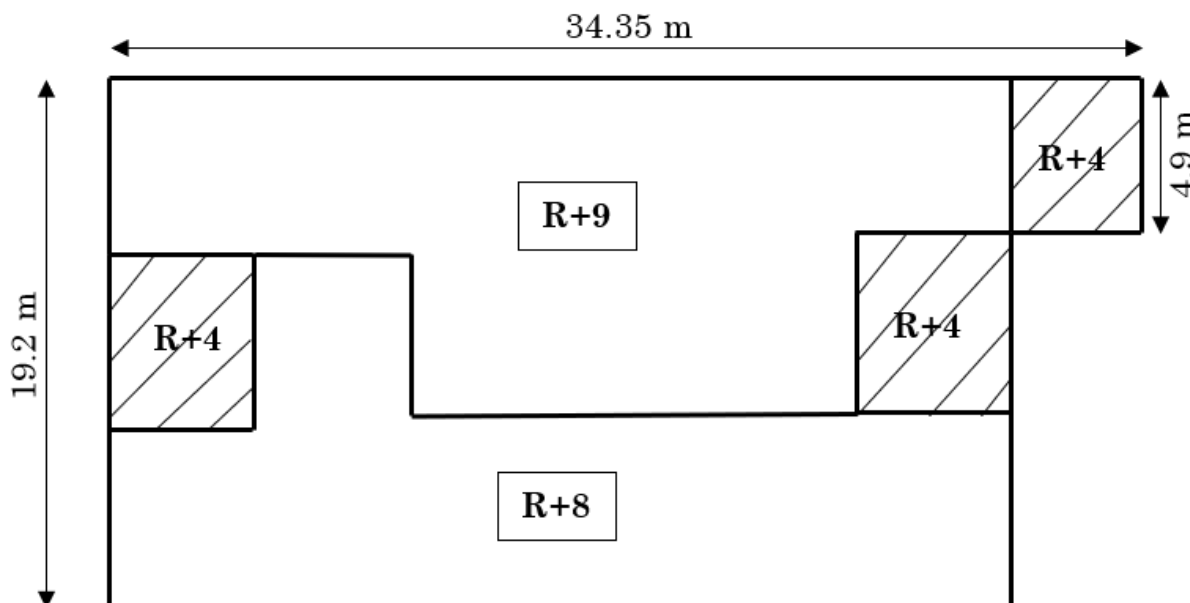


Fig I 1 : Dimensions en plan.

1.4 Donnée sismique de la zone d'implantation de la structure :

Le territoire national est divisé en quatre 4 zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

Donc notre bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité élevée (zone III).

1.4.1 Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

L'ouvrage appartient au groupe d'usage II comme bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

- ✓ Le site approprié est de classe **S3** selon le rapport géotechnique (RPA99/2003)
- ✓ La contrainte admissible du sol selon le rapport géotechnique est de $\bar{\sigma} = 2.00$ bars

1.5 Situation de l'ouvrage :

1.5.1 Plan de situation :

Le plan de situation est un document qui précise la situation géographique d'un lieu. Il est, en particulier, exigé dans un dossier de demande de permis de construire, de déclaration préalable, de certificat d'urbanisme

1.5.2 Plan de masse

À la différence du plan de situation, le plan de masse est un « zoom » sur votre projet. Il doit permettre de mesurer son impact sur son environnement. Il faut ainsi représenter l'état actuel et l'état futur du projet de construction ou de rénovation.

Tout en respectant l'échelle, il doit être suffisamment précis pour présenter les constructions existantes et futures. De la même manière, on y trouve les limites et accès du terrain, les plantations et les réseaux (eaux, électriques...) existants et/ou à créer ou à modifier.

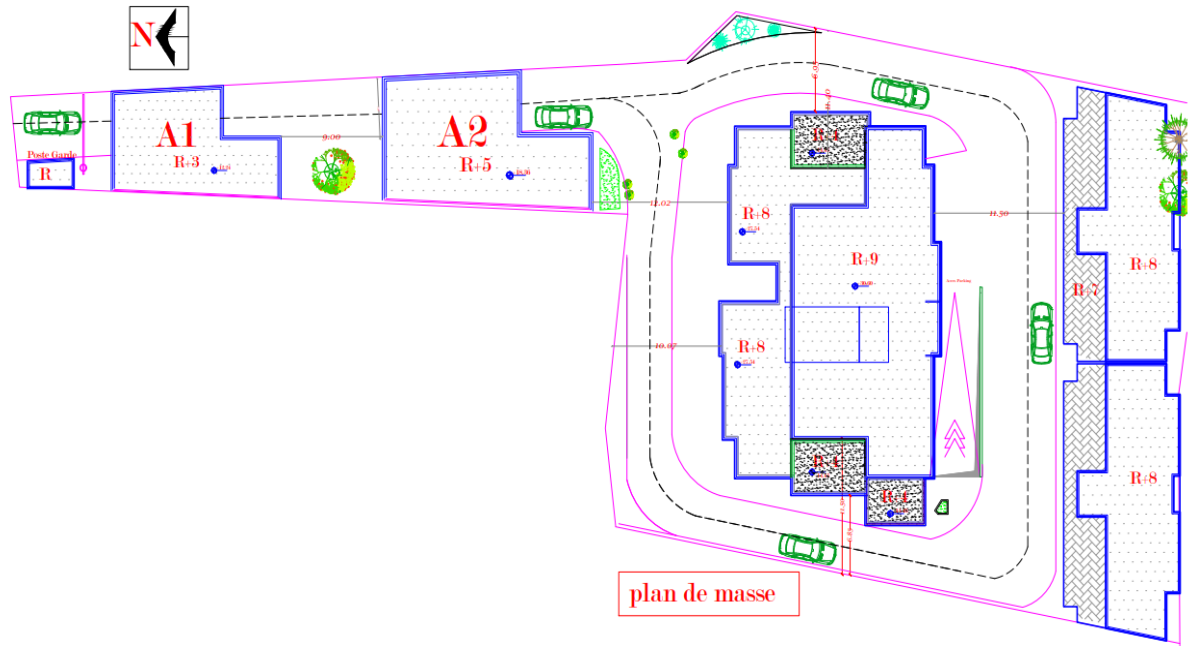


Fig I 2 : Plan de masse

1.5.3 Plan topographique :

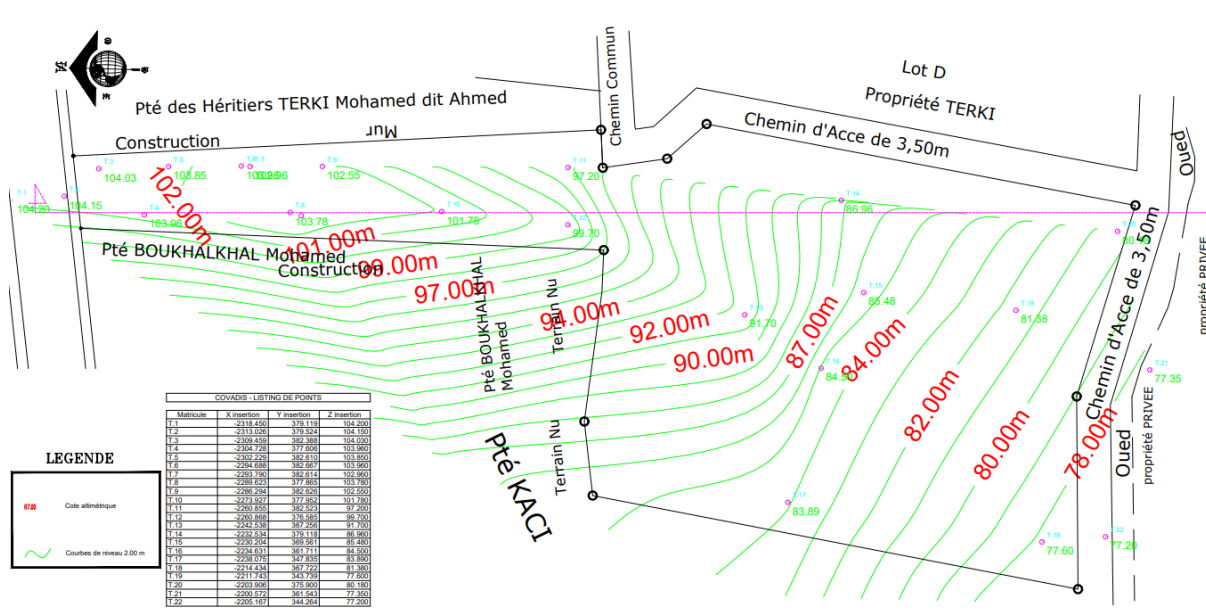


Fig I 3 : Plan topographique.

1.5.4 Plan levé topographique :

En topographie, un lever (ou levé) a pour objectif de récolter des données existantes sur le terrain en vue de leur transcription, à l'échelle, sur plan ou sur carte. L'ensemble des informations obtenues, un semis de points, peut aussi avoir cette dénomination de lever. Deux opérations conjointes sont nécessaires pour pouvoir situer chaque point suivant trois axes X, Y (plan) et Z (altitude) : le lever planimétrique et le lever altimétrique

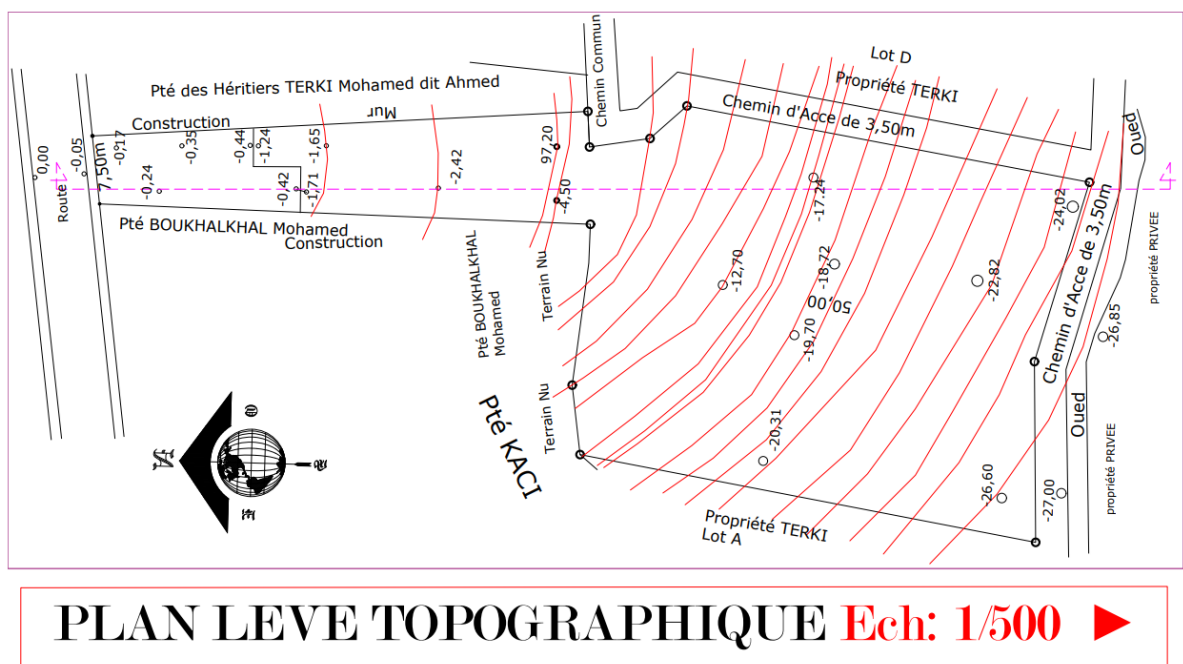


Fig I 4 : Plan levé topographique.

1.6 La configuration du bâtiment :

Tableau I 3 : configuration du bâtiment

Étages	Parking	Local	F2	F3	F4	Total logements
2 ^{ème} et 3 ^{ème} soussol	2					
1 ^{er} sous – sol		2	1		1	4
RDC				1	3	4
1 ^{er} au 4 ^{ème} étage					4	16
5 ^{ème} au 8 ^{ème} étage				1	3	16
9 ^{ème} étage					2	2
Total						42

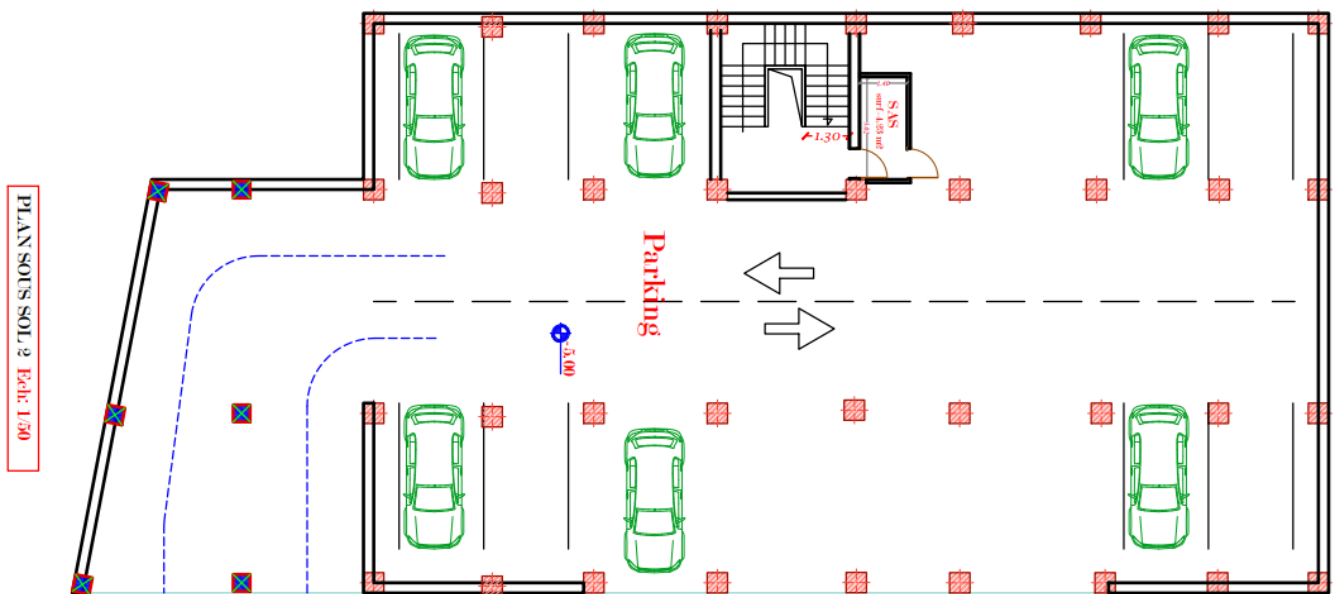


Fig I 5 : plan sous-sol 2 et 3

PLAN 1er SOL. Ech. 1/50

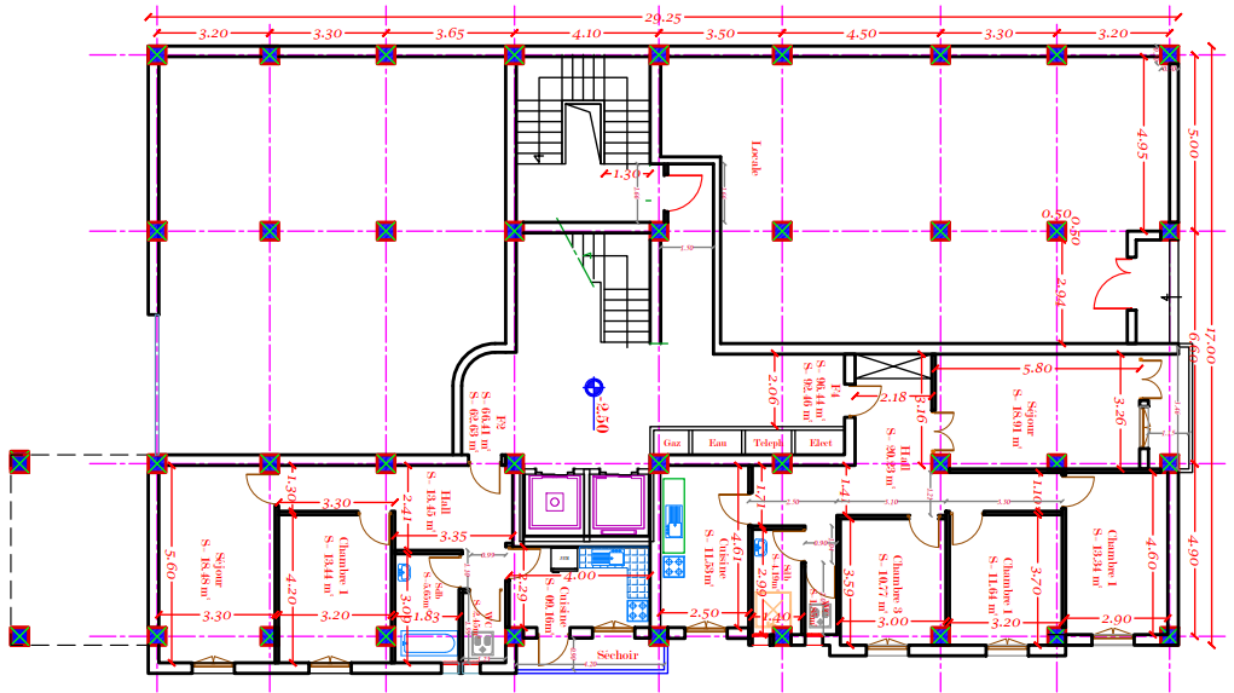


Fig I 6 : Plan 1er sous-sol.

PLAN 1,2,3,4 ETAGE Ech. 1/50

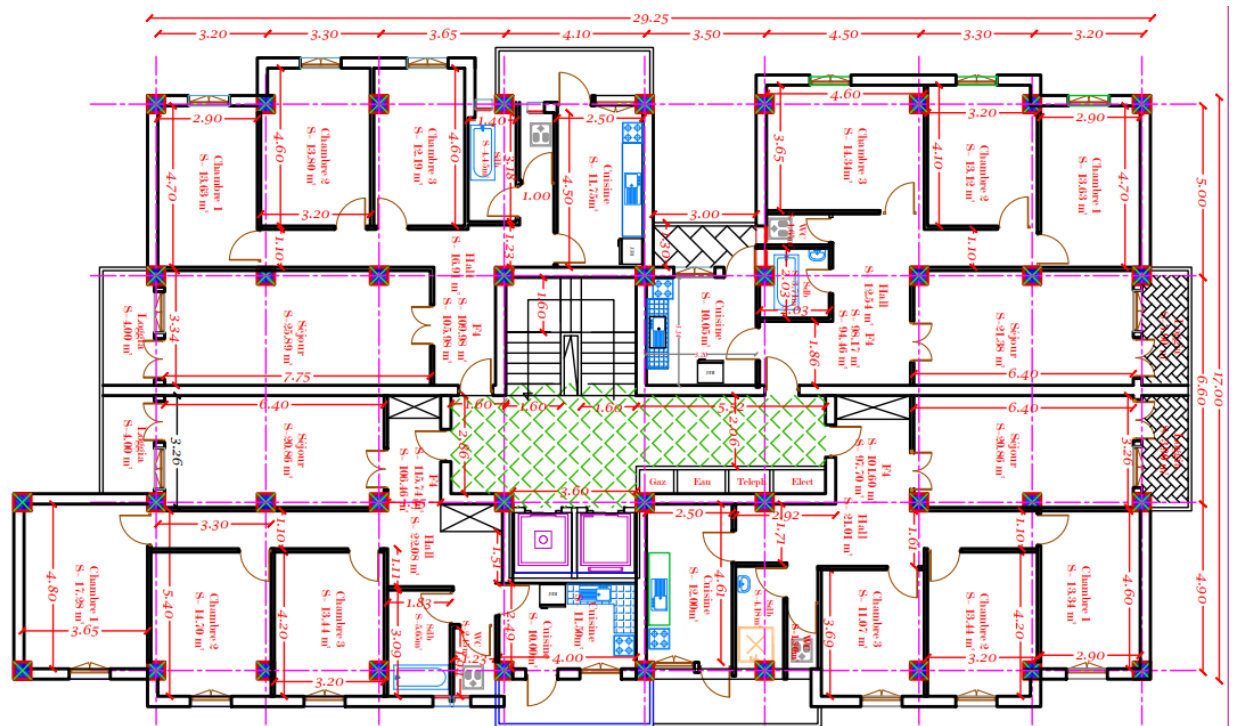


Fig I 7 : Plan étage courant

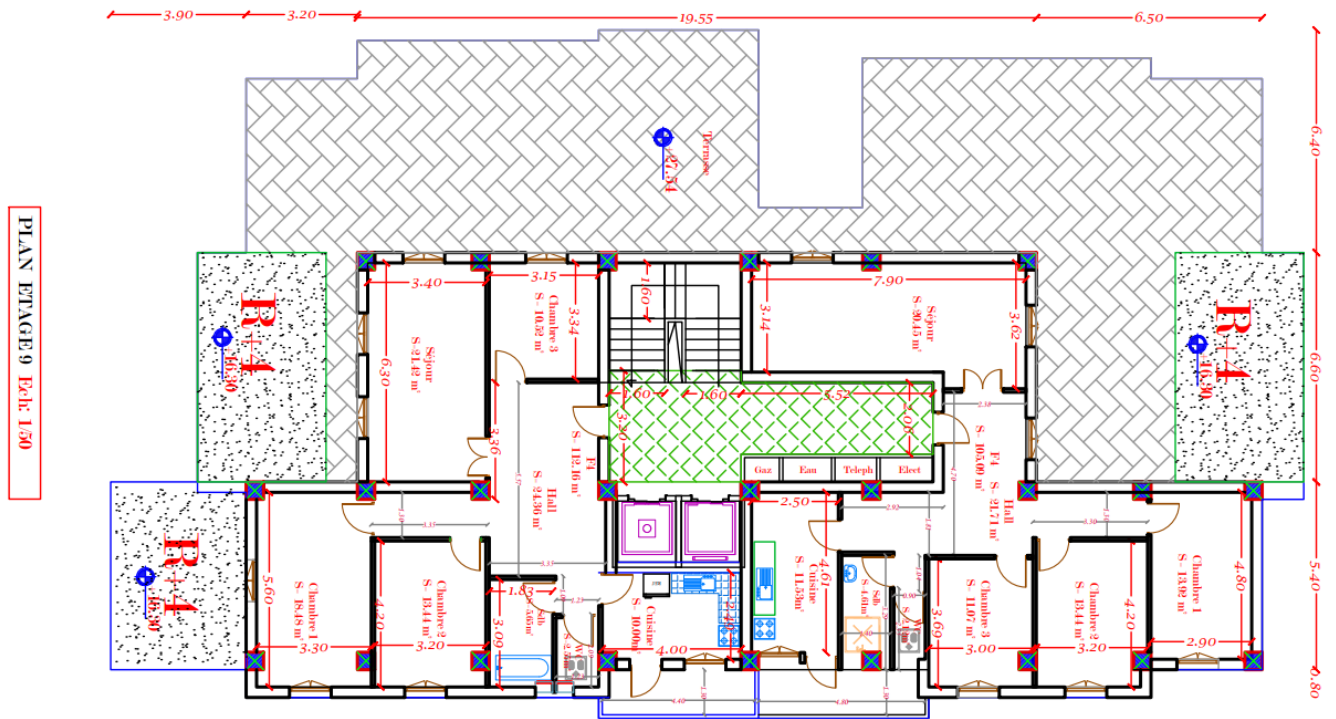


Fig I 8 : Plan étage 9.



Fig I 9 : Coupe A-A 3D.

1.7 Le système de contreventement

Pour les structures en béton armé la partie porteuse de l'ouvrage (système de contreventement) et qui est destinée à reprendre aux efforts horizontaux d'origine sismique.

L'article (3.4.A-1.a) du **RPA 99/version 2003**, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 3 niveaux ou 11 m de hauteur en zone III : sismicité élevée , pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois conditions qui suivent doivent être vérifiées pour que le système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dû aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ; Les portiques doivent prendre, outre les sollicitations dû aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1.7.1 Choix du type de contreventement :

L'ossature : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (III) et qu'il dépasse les 11m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques.

1.8 Définition des différents éléments de la structure

1.8.1 Planchers

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux,

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.

On distingue :

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

1.8.1.1 Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

1.8.1.2 b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

- ✓ Dans notre cas, pour les planchers des étages courants ainsi que la terrasse on a adopté des planchers à corps creux avec une dalle de compression, armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique, reposant sur des poutrelles. Et pour les balcons et le comble ainsi que les paliers des escaliers on a opté pour un type de plancher en dalle pleines, constitué de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

1.8.2 Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

1.8.3 Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre aux efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

1.8.4 Ossature et contreventement

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).
- Poteaux et poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux.
- Le système portique utilisé formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

1.8.5 Les voiles

Ils ont la forme des panneaux (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

1.8.6 Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Notre structure comprend deux escaliers.

- La première cage d'escaliers est aux niveaux des étages du rez-de-chaussée au 9eme étage.
- La deuxième cage d'escaliers est aux niveaux des sous-sols

De type escalier à 3 trois volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

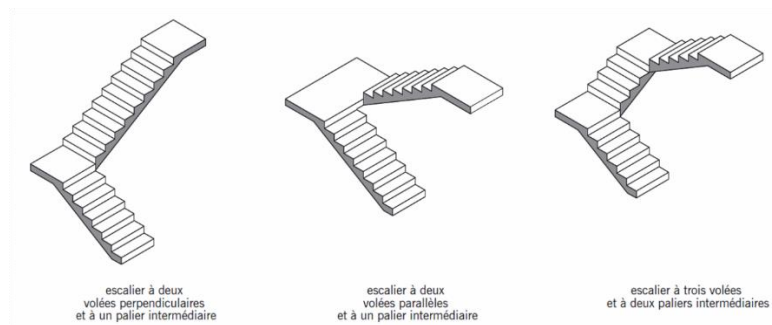


Fig I 10 : types des escaliers.

1.8.7 La terrasse

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

1.8.8 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse ayant une pente pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales, dans notre bâtiment la terrasse est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

1.8.9 Maçonnerie

Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.

Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.8.10 Gaine d'ascenseurs :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur

Les trois constituants principaux sont :

1. Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
2. Treuil de levage de la poulie et
3. Le contre poids.

- ✓ Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages (3^{ème} sous-sols vers 9^{ème} étage).

1.8.11 La cage d'ascenseur

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile (E) coulé sur place.

1.8.12 Le revêtement

Les revêtements utilisés dans notre projet sont comme suit :

- Mortier de ciment/Enduit plâtre/Carrelage/Béton Bitumineux/Céramique

1.8.13 Les fondations

Les fondations d'un ouvrage : Partie de la structure transférant les efforts au sol. Les fondations peuvent être superficielles, semi- profondes ou profondes suivant le niveau du terrain sur lequel elles s'appuient.

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges et donc l'assise du bâtiment, elles sont coulées en béton.

La conception des fondations doit leur permettre de porter la construction en évitant tout risque de déplacement vertical ou latéral.

Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

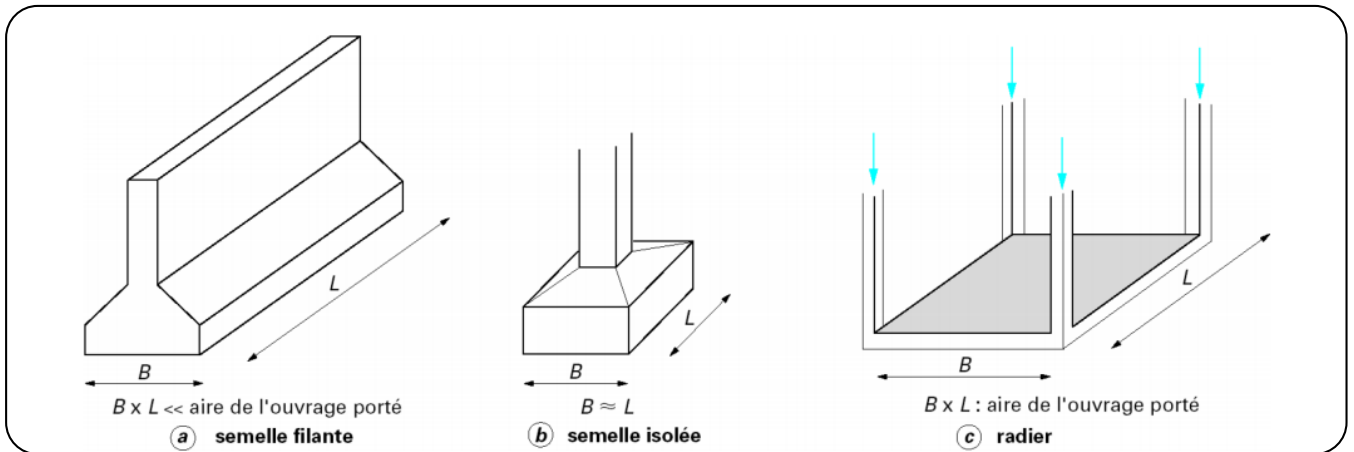


Fig I 11 : Différentes types de fondation.

1.9 Système de coffrage

Le coffrage a pour but de maintenir et de contenir le béton frais jusqu'à son durcissement et de lui conférer la forme souhaitée.

Le coffrage constitue l'outil essentiel en matière de réalisation d'ouvrages en béton. Il doit donner sa forme définitive au béton dans le respect des tolérances d'exécution.

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

1.10 Caractéristiques des matériaux :

1.10.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- ✓ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ✓ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ✓ Bonne résistance à la compression.
- ✓ Faible résistance à la traction.

Rôle du Béton : Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1.10.1.1 **Les matériaux composant le béton :** On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

1.10.2 Dosage du béton

Le béton est composé de ciment, de sable, de gravier et d'eau.

Le dosage du béton, c'est-à-dire de ses composants, dépend de son utilisation pour la maison : fondation, terrasse, dalle carrossable ou autres.

Il est à noter que, dans la pratique, le dosage le plus souvent utilisé est celui à 350 kg/m³.

Notre composition courante de 1m³ de béton est :

1.10.3 Le Dosage Pour 1 m³ De Béton

Tableau I 4 : différents dosages Pour 1 m³ de Béton.

	Dosage ciment (CEM) en kg	Sable sec D<6mm en kg	Gravillon sec 1<D<25 en kg	Eau (litre)	Armatures
Béton de propreté	250	960	1050	125	Non
Dallage béton	300	880	1100	150	Oui
Béton de construction	350	820	1125	175	Oui

1.10.4 Présentation Des Différents Dosages :**Dosage à 350 kg/m³ :**

On l'utilise pour les ouvrages courants

Dosage à 300 kg/m³ :

Pour une dalle piétonne comme une terrasse, la quantité de ciment peut être diminuée.

Dosage béton de propreté :

Le béton de propreté, utilisé en fond de fouilles pour protéger les fondations.

- Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir
- ✓ Une résistance mécanique élevée/Un retrait minimum/Une bonne tenue (durabilité).

1.10.5 Caractéristiques mécaniques**1.10.5.1 Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

Pour notre présent projet nous optons pour : **$f_{c28} = 25$ Mpa**

1.10.5.2 Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est faible ; de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression ; elle est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = \text{(BAEL 91, art A. 2.1, 12)}$$

- Dans la résistance du béton à la traction : **$f_{cj} = 25$ MPa \rightarrow $f_{tj} = 2,1$ MPa**

1.10.5.3 La contrainte limite de calcul du béton à l'ELU

Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

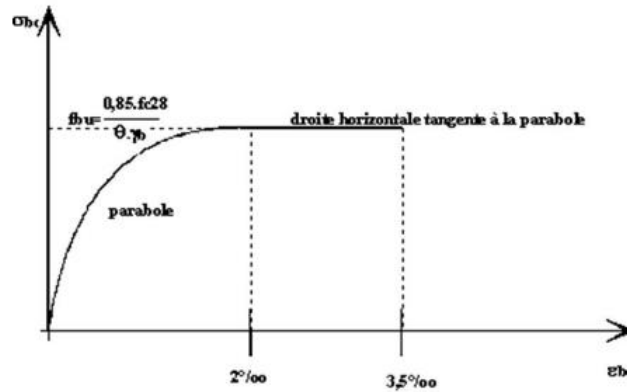


Fig I 12 Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

1.10.5.4 Contrainte limite de cisaillement à l'ELU

La contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$: (BAEL 91, art A.5.1, 21).

Avec : V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendue).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

- $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ mpa}\right)$ Fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa}\right)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

1.10.5.5 La contrainte limite de calcul du béton à l'ELS

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire, la relation contrainte déformation est illustré dans la figure :

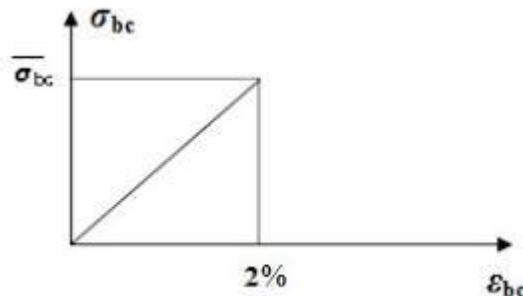


Fig I 13 Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS

1.11 Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- **Le CBA93** (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- **Le RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- **Le BAEL 91**(Béton Armé Aux Etats Limites).
- **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- **DTR-BC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.12 Définition des états limites et les hypothèses de calcul

1.12.1 Etats limites ultimes (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ❖ Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique dû au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

1.12.2 Hypothèse de calcul à L'ELU

- ✓ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ✓ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée
- ✓ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

Le diagramme des déformations limite d'une section satisfait à la règle dite des pivots c'est-à-dire :

- La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

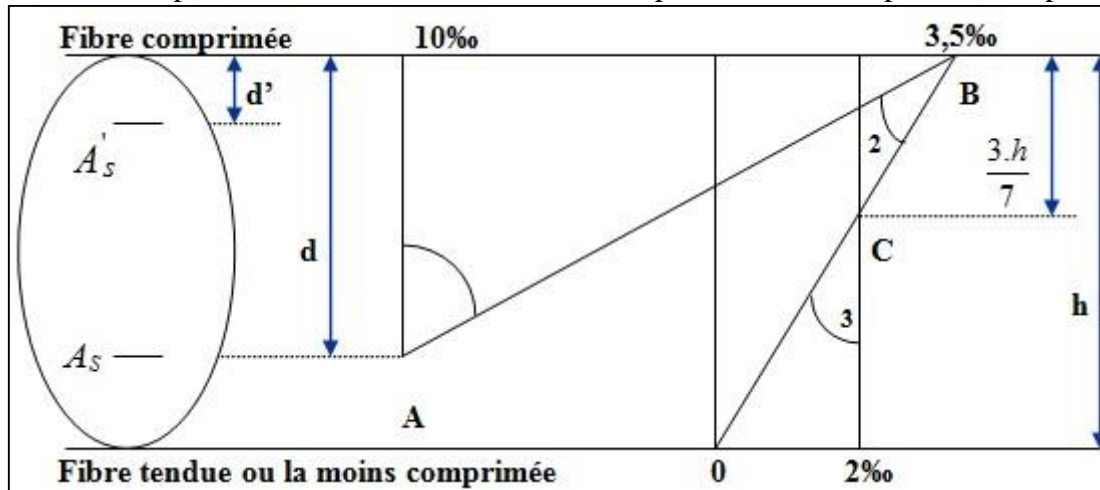


Fig I 14 Diagramme des déformations limites de la section.

1.12.3 Etats limites de service (ELS)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures excessives des fissures, compression excessive du béton, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- ✓ La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- ✓ La limitation de la compression du béton.
- ✓ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.12.4 Hypothèse de calcul à L'ELS

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ✓ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ✓ le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier) la résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- ✓ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$). $n = 15$: coefficient d'équivalence.

1.13 L'acier :

On a utilisé dans notre ouvrage :

- ✓ Aciers à haute adhérence (H.A.) : FeE400 → armatures longitudinales.
- ✓ Aciers treillis soudés (T.S.) : FeE500 → dalles de compression.

1.13.1 Caractéristiques géométriques

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal :

*Tableau I 5*Caractéristiques géométriques des aciers utilisés

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

1.13.2 Caractéristiques mécaniques

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s=200000$ MPa. (**BAEL 91, artA.2.2,**

1) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à $\nu = 0,3$

1.13.3 Comportement de l'acier

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivant :

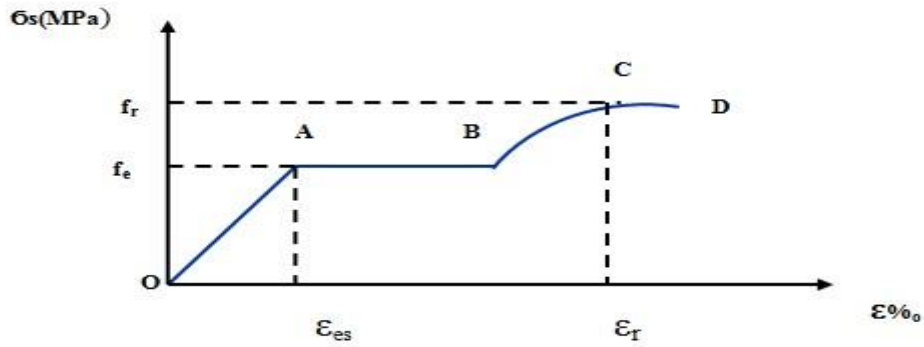


Fig I 15 Diagramme du comportement de l'acier

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- ✓ Zone 0A : Domaine élastique linéaire.
- ✓ Zone AB : Domaine plastique.
- ✓ Zone BC : Domaine de raffermissment.
- ✓ Zone CD : Domaine de striction

1.13.4 Contraintes limites d'élasticité de l'acier à l'ELU

La formule de calcul :

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} 348 \text{MPa} & \dots \dots \text{situations durables} \\ 400 \text{MPa} & \dots \dots \text{situations accidentelles} \end{cases}$$

1.13.5 Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU

Le diagramme contraintes déformations à considérer en application de l'article A.2.2,2 est défini ci-dessous. Nous n'en retiendrons que la zone des tractions, la zone des compressions étant symétrique par rapport à l'origine.

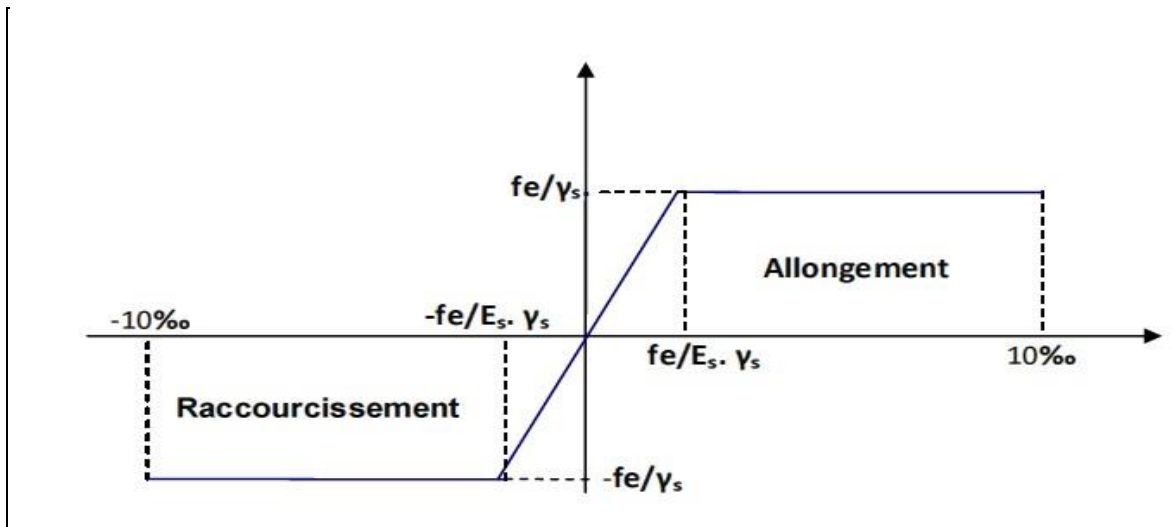


Fig I 16 Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU

1.13.6 Contrainte limite de service à l'ELS

Afin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

Fissuration peut nuisible :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32})$$

Fissuration préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 33})$$

- Fissuration très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ 1/2 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34})$$

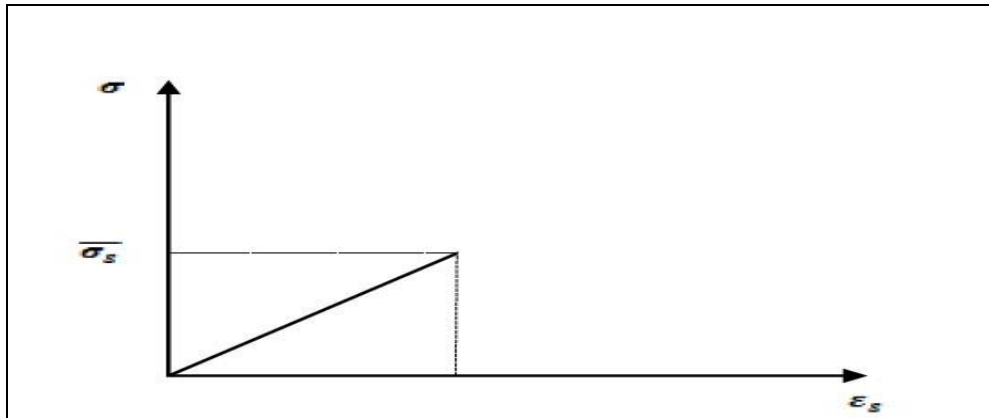


Fig I 17 Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELS

Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

1.14 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Combinaison de RPA99 /V2003 : Situations accidentelles

- $G+Q+V_x$
- $G+Q-V_x$
- $G+Q+V_y$
- $G+Q-V_y$
- $0.8G+V_x$
- $0.8G-V_x$
- $0.8G+V_y$
- $0.8G-V_y$

Avec : **G** : Charges permanentes. **E** (V_x, V_y) : Charges accidentelles.

Q : charges d'exploitation.

1.15 Combinaison du BAEL 91 :

- ✓ **Etat limite ultime :** ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ✓ **Etat limite de service :** ELS : $G + Q$.

1.16 Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

CHAPITRE II :
Pré dimensionnement des éléments

CHPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

2 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est principalement “ le pré calcul ” des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

2.1.1 Plancher :

- Notre construction ayant des planchers en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux :

1. Corps creux ou hourdis dont le rôle est le remplissage, avec aucune fonction de résistance.
2. Bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur.
3. Poutrelles en béton armé : éléments résistants du plancher.

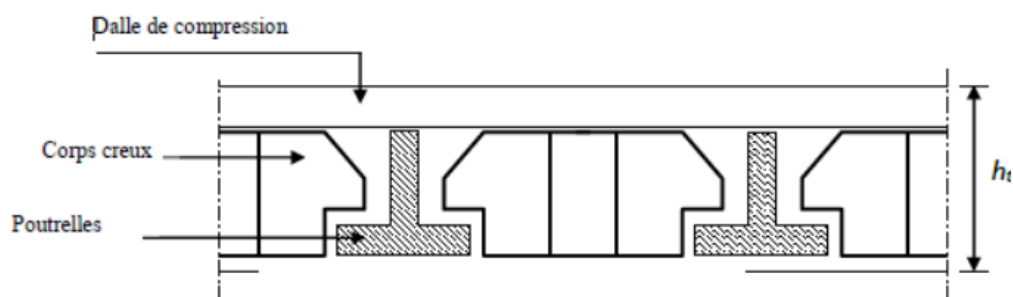


Fig II 1 : Plancher corps creux

2.1.1.1 Pré dimensionnement du plancher :

Détermination de l'épaisseur du plancher :

Plancher à corps creux :

- ✓ L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche.
- ✓ Et on va utiliser les formules empiriques suivantes pour déterminer la hauteur des poutrelles.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5}$$

Tel que

L : la portée maximale entre nus d'appuis (plus grande portée dans le sens des poutrelles)

$$L = \text{Min} (L_x \text{ max}, L_y \text{ max})$$

ht : Hauteur totale du plancher.

$$\bullet \begin{cases} L_y = 6.6\text{m} \\ L_x = 4.5\text{m} \end{cases} \quad \text{Donc } \Rightarrow L = \text{Min} (L_x \text{ max}, L_y \text{ max}) = 4.5\text{m}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow \frac{4.5}{22.5} = 0.2\text{m}$$

$$ht \geq 0.2\text{m}$$

✓ On adopte un plancher d'une épaisseur de $ht = 21 \text{ cm} (16+5) \text{ cm}$ avec :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm [pour le corps creux]} \\ 5 \text{ cm [pour la dalle de compression]} \end{cases}$$

2.1.2 Plancher à dalle pleine :

- ✓ L'épaisseur du plancher dalle pleine est déterminée à partir des critères.
- ✓ Et on va utiliser les formules suivantes pour déterminer la hauteur de la dalle.

• **Critères de résistance :**

1. $h_d \geq \frac{l_x}{20}$ - Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.
2. $\frac{l_x}{35} \leq h_d \leq \frac{l_x}{30}$ - Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis
 $\rho \leq 0.4$
3. $\frac{l_x}{45} \leq h_d \leq \frac{l_x}{40}$ - Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis $\rho \geq 0.4$.

$$\text{Tel que } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{6.6} = 0.68 > 0.4$$

Donc notre dalle est sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis $\rho \geq 0.4$.

$$\frac{l_x}{45} \leq h \leq \frac{l_x}{40} = \frac{450}{45} \leq h \leq \frac{450}{40}$$

2.1.2.1 Choix d'hauteur du plancher :

Donc on prend $h_d = 20 \text{ cm}$ dû aux grandes surcharges et charges sollicités dans les sous-sols et afin d'assurer une bonne résistance et stabilité.

Aussi pour vérifier les Critères suivantes

• **Critères de résistance de coupe-feu :**

1. $h_d \geq 7\text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
2. $h_d \geq 11\text{ cm}$. Pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

Avec : h_d : épaisseur de la dalle

Isolation phonique : $h_d \geq 13\text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d \geq \frac{200}{20} = 10 \rightarrow \text{Critères de résistance } \checkmark \\ h_d \geq 7\text{ cm} \rightarrow \text{Critères de résistance 1heur coup – feu} \checkmark \\ h_d \geq 11\text{ cm} \rightarrow \text{Critères de résistance 2 heurs coupe – feu} \checkmark \\ h_d \geq 13\text{ cm} \rightarrow \text{Isolation phonique } \checkmark \end{array} \right. \Rightarrow h_d = 20\text{ cm}$$

- ✓ Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu et l’isolation phonique, d’où on opte pour une hauteur $h_d = 20\text{ cm}$

Tableau II 1 : Récapitulatif des épaisseurs des différents planchers.

Type	Epaisseur de la dalle	Corps creux	Dalle de compression
Corps creux	21 cm	16 cm	5 cm
Plancher à dalle pleine	20 cm		

2.1.3 Poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales formant l'ossature d'un plancher,

- La nécessité d'utiliser les poutrelles avec sections en T.

✓ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

1. Le critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

2. Le critère de continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

- ✓ Donc les poutrelles de ce projet sont continuées, elles forment une section en « T » selon les deux critères.

2.1.3.1 Pré dimensionnement des poutrelles : selon BAEL91

Pour h on a :

$$\Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow \frac{4.5}{22.5} = 0.20m \quad ht = 21cm$$

$$0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h$$

$$\Rightarrow 0.3 \times 21 \leq b_0 \leq 0.7 \times 21$$

$$\Rightarrow 6.3 \leq b_0 \leq 14.7$$

✓ Donc on prend : $b_0 = 11 \text{ cm}$

Calcul de largeur de la table :

$$\Rightarrow b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min(27; 45)$$

$$\Rightarrow b_1 = 27cm$$

-Donc : $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27 + 11 = 2(27) + 11 = 65cm.$

-on prend $b = 65cm.$

- L_1 : La longueur de l'hourdis $\Rightarrow L_1=65cm$
- L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles
 $\Rightarrow L_0 = 65 - 11 = 54cm$
- L : la longueur de la plus grande travée. $\Rightarrow L = 450cm$
- b_0 : largeur de la nervure. $\Rightarrow b_0 = 11cm$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $\Rightarrow h_0 = 5cm.$
- b : largeur de la dalle de compression. $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

En conséquence,

✓ On adopte Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (6.3-14.7) \text{ cm} ;$

$$b_0 = 11 \text{ cm} \quad L_1 = 65 \text{ cm}, \quad h_0 = 5 \text{ cm}, \quad h_1 = 16 \text{ cm}, \quad h_t = 21 \text{ cm}$$

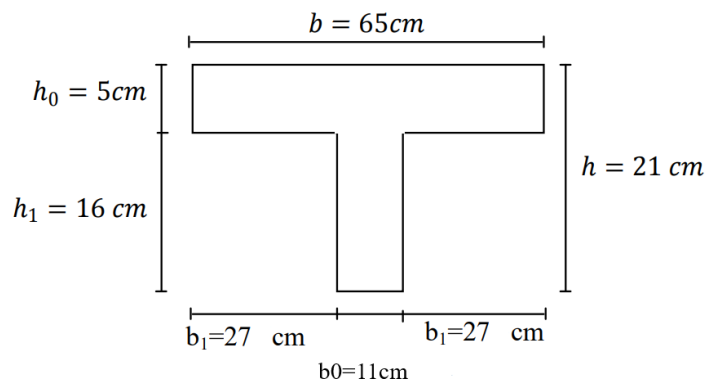


Fig II 2 : Dimensions des éléments constituant un plancher.

2.1.4 Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois.

- o Dans notre cas, ils sont réalisés en béton armé type : escalier à trois volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

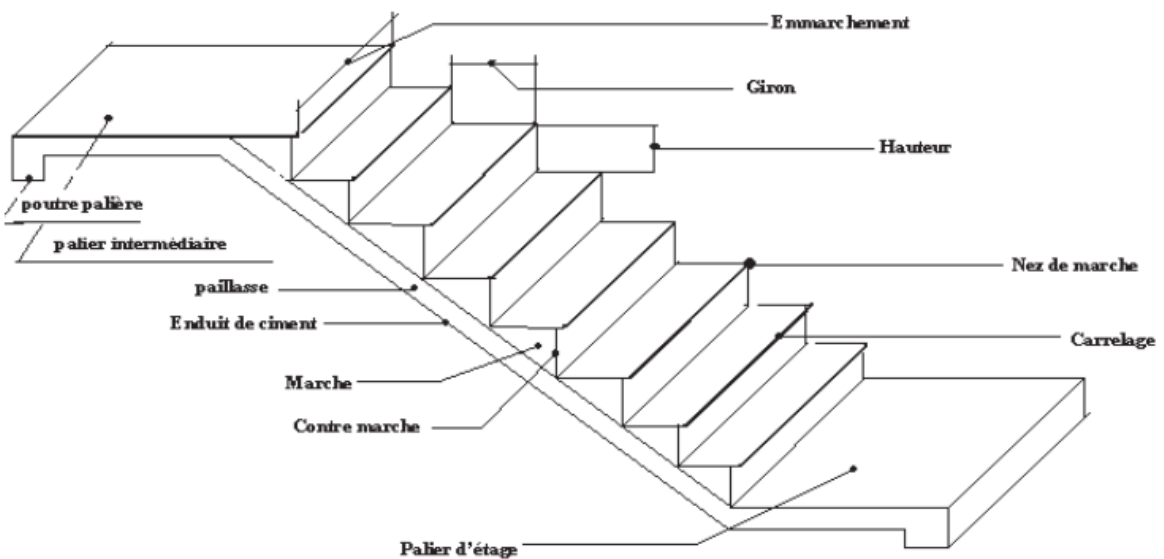


Fig II 3 : Escalier.

2.1.4.1 Pré dimensionnement des escaliers :

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de **BLONDEL** :

- $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm
- $16 \leq h \leq 18$ cm
- $g \geq 23$ cm

h : La hauteur de la contremarche.

g : giron.

H : La hauteur d'étage.

Escaliers 1 : Pour déplacement entre étages courant :

→ Pour étage courant à partir du Rez-de-chaussée jusqu'au 9^{ème} :

Hauteur d'étage : $H = 2.89$ m.

Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$

et $h = 17 \text{ cm}$

→ On prend $g = 30 \text{ cm}$.

Détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{290}{17} = 17 \Rightarrow n=17$ marches

(8 contremarches 1^{er} volée et 9 contremarches 2^{ème} volée).

- Hauteur de la paillasse :

Volée 1 : $H' = 0.17 \times 8 = 1.36 \text{ m} \rightarrow H' = 1.36 \text{ m}$.

Volée 2 : $H' = 0.17 \times 9 = 1.53 \text{ m} \rightarrow H' = 1.53 \text{ m}$.

- Détermination de la longueur projetée de la paillasse :

$L = g (n-1) =$

Volée 1 : $L = 0.3(7) = 2.1 \text{ m}$

Volée 2 : $L = 0.3(8) = 2.4 \text{ m}$

- Détermination de l'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{1.36}{2.1} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ.$$

$$\tan \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ.$$

- Détermination de la largeur de la paillasse :

$$Lp = \frac{H'}{\sin \alpha} = 2.84 \text{ m}.$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse et palier intermédiaire :

$$\frac{Lp}{30} \leq e \leq \frac{Lp}{20}$$

$9.46 \text{ cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm} \quad e = 14 \text{ cm} \rightarrow L'$ épaisseur du palier : $e = 18 \text{ cm}$.

On adopte : $e = 18 \text{ cm}$ « Pour les raisons de la vérification de la flèche »

Escaliers 2 : Pour déplacement sous-sols :

À partir du 3^{ème} sous-sol jusqu'au Rez-de-chaussée : même principe

$g = 30 \text{ cm}$. $n = 14.7 \approx 15$ $e = 18 \text{ cm}$ $Lp = 2.84 \text{ m}$.

Volée 1 : $L = 0.3(6) = 1.8 \text{ m}$

Volée 2 : $L = 0.3(7) = 2.1 \text{ m}$ $Lp = 2.84 \text{ m}$.

2.1.5 Les balcons (dalles pleines) :

2.1.5.1 Pré dimensionnement :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e . On désigne par l_x la plus petite des portées, le balcon se trouve en console à partir de la façade. Le sol d'un balcon peut recevoir ou non un revêtement d'étanchéité.

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

• **Critères de résistance :**

4. $e \geq \frac{lx}{20}$ - Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.
5. $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{35}$ -Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis
 $\rho \leq 0.4$
6. $\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40}$ -Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis $\rho \geq 0.4$.

• **Critères de résistance de coupe-feu :**

- $e \geq 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

Avec : **e** : épaisseur de la dalle

Isolation phonique : $e \geq 13 \text{ cm}$

Dans notre projet on distingue un seul type de dalle pleine pour les balcons.

Vérification premier critère : type de la dalle : est une dalle sur un seul Avec : $L_x = 150 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \rightarrow \text{Critères de résistance } \checkmark \\ e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Critères de résistance 1heur coup - feu} \checkmark \\ e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Critères de résistance 2 heurs coupe - feu} \checkmark \\ e \geq 13 \text{ cm} \rightarrow \text{Isolation phonique } \checkmark \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{e=15cm}$$

- ✓ Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu et l'isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur : **e = 15Cm.**

2.1.6 Pré dimensionnement de la dalle a machine (l'ascenseur) :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle en assurant la protection contre le bruit et le feu, avec gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

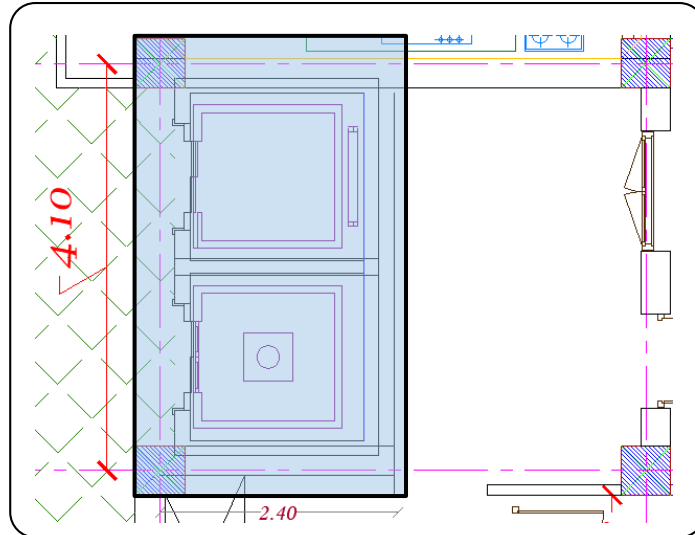


Fig II 4 : Dimension de la dalle a machine.

On a $L_x = 2.40$ m et $L_y = 4.10$ m donc une surface $S = 9.84$ m²

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{240}{410} = 0.58 > 0.4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 5.33 \leq e \leq 6 \Rightarrow$$

Vérification premier critère : type de la dalle : appuyé sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis $\rho \geq 0.4$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{240}{20} = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{Critères de résistance } \checkmark \\ e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Critères de résistance 1 heure coup - feu } \checkmark \\ e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Critères de résistance 2 heures coupe - feu } \checkmark \\ e \geq 13 \text{ cm} \rightarrow \text{Isolation phonique } \checkmark \end{array} \right. \Rightarrow \text{épaisseur} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

- Pour la dalle de l'ascenseur (dalles sur quatre appuis), on opte pour une épaisseur de $e = 20$ cm.

2.1.7 L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastree au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge dû au vent estimé à 100 kg/ml provoquant un moment de flexion.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

$$\text{Le poids propre de l'acrotère pour une bande de } 1.00 \text{ m} \Rightarrow G = \rho \times S$$

Tel que :

S : surface de la section droite de l'acrotère m².

ρ: poids volumique en kg/m³.

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

$$S = (60 \times 10) + (8 \times 10) + \left(\frac{10}{2} \times 2\right) = 690\text{cm}^2$$

$$\rightarrow S = 0.069\text{m}^2$$

$$\rightarrow \rho = 2500 \text{ kg/m}^3 \rightarrow G = 0,069 \times 2500 = 172,5 \text{ kg/m}$$

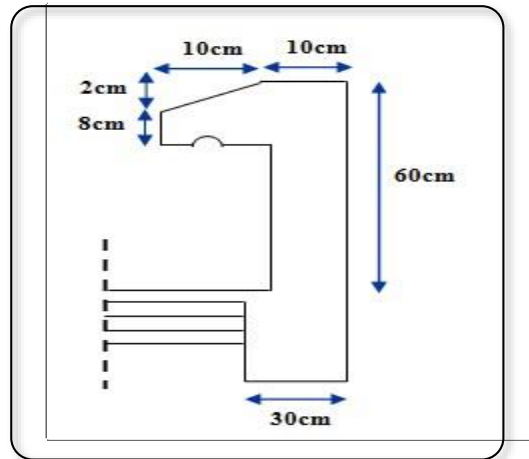


Fig II 5 : Dimension de l'acrotère

2.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

2.2.1 Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99) version 2003**.

Selon les règles BAEL 91

✓ La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

✓ La largeur b de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon (l'article 7.5.1 de l'RPA99/V2003) :

✓ La hauteur h de la poutre doit être :

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

✓ La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$

✓ Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

On a deux types de poutres :

2.2.1.1 Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Pré dimensionnement :

Hauteur : $\frac{660}{15} \leq h \leq \frac{660}{10} \Rightarrow 44\text{ cm} \leq h \leq 66\text{ cm}$ on prend $h = 60\text{cm}$

Largeur : $0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 18\text{ cm} \leq b \leq 42\text{ cm}$ on prend $b = 35\text{cm}$

✓ Alors notre poutre principale est de : $(b \times h) = (35 \times 60)\text{ cm}^2$

2.2.1.2 Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Pré dimensionnement :

Hauteur : $\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30\text{ cm} \leq h \leq 45\text{ cm}$ on prend $h = 45\text{cm}$

Largeur : $0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{ cm}$ on prend $b = 35\text{cm}$

✓ Alors notre poutre secondaire est de : $(b \times h) = (35 \times 45)\text{ cm}^2$

Vérifications des conditions L'article 7.5.1 l'RPA99.

Tableau II 2 : Vérification de pré dimensionnement des Sections des poutres

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Condition
$b \geq 20\text{ cm}$	35	35	Vérifiée
$h \geq 30\text{cm}$	60	45	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.71	1.28	Vérifiée

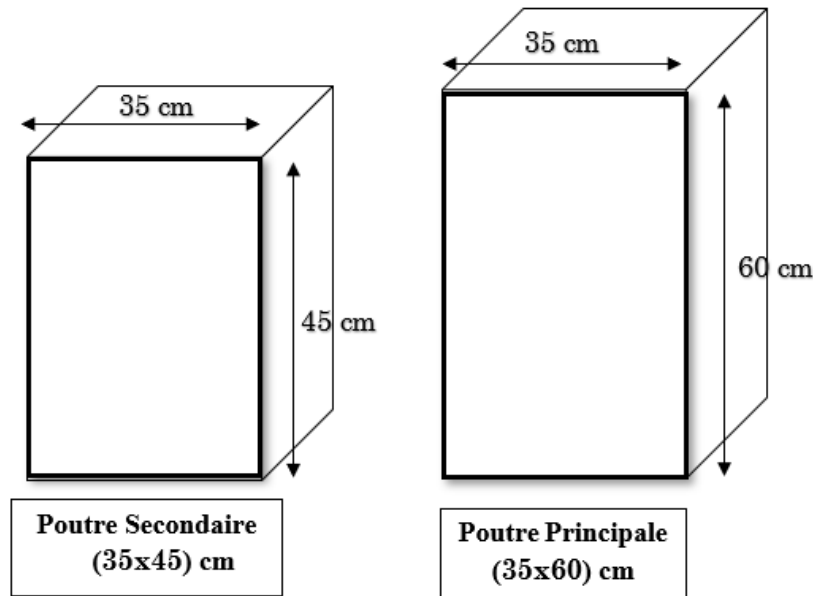


Fig II 6 Dimensions des poutres.

2.2.2 Les voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».

De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20} \right)$$

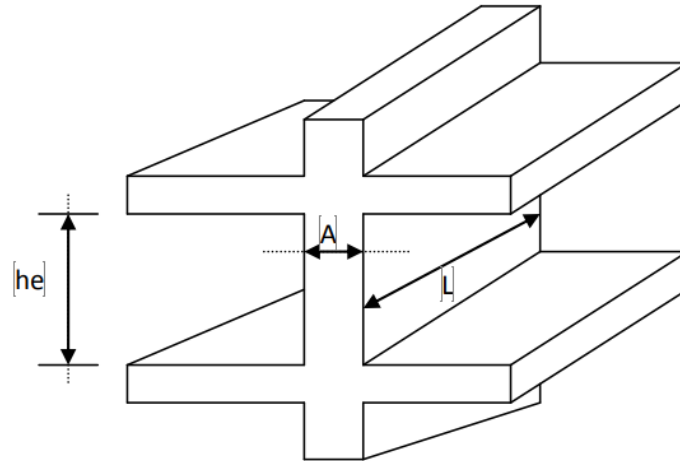


Fig II 7 : pré dimensionnement des voiles.

2.2.2.1 Pré dimensionnement voile de contreventement :

Dans notre structure on trouve 2 types de voiles :

Type 1 :

- Pour RDC : ($h_e=2.89-0.30=2.59\text{m}$) $\rightarrow e \geq \max (12.95)$
 \rightarrow Donc on prend comme épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$
- Pour RDC : ($h_e=2.89-0.30=2.59\text{m}$) $\rightarrow e \geq \max (12.95)$
 \rightarrow Donc on prend comme épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$
- Pour le les Sous-sols ($h_e=2.50-0.3=2.20\text{m}$) $e \geq \max (11)$
 \rightarrow Donc on prend comme épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

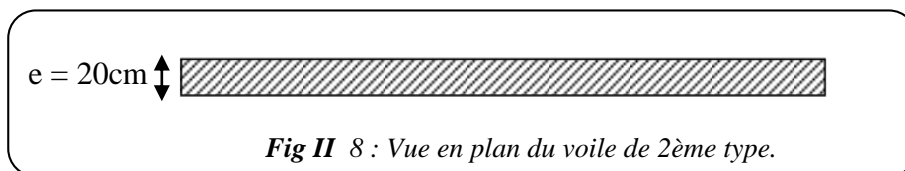


Fig II 8 : Vue en plan du voile de 2ème type.

Type 2 : pour cage d'ascenseur :

- : ($h_e = 2.89-0.30=2.59\text{m}$) $\rightarrow e \geq \max (12.95)$
 \rightarrow Donc on prend comme épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

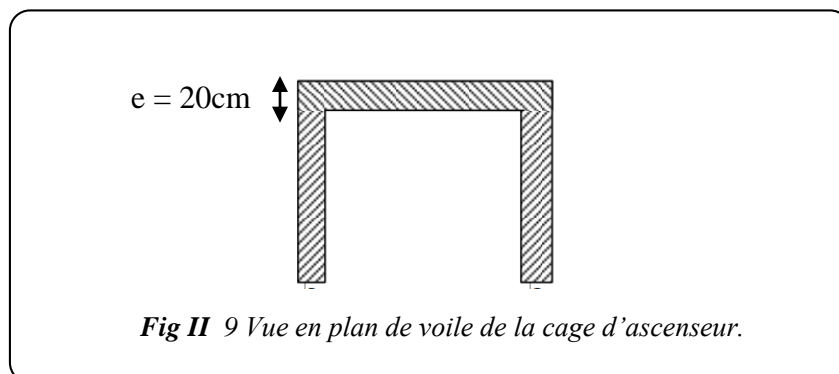


Fig II 9 Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.

Récapitulation et Conclusion :

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4 e = 80 \text{ cm.}$$

$$L \geq 80 \text{ cm}$$

2.2.2.2 Pré dimensionnement voile périphérique :

- Sous-sols ($h_e = 2.50 - 0.3 = 2.20\text{m}$) $e \geq \max(11)$

→ Donc on prend comme épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

2.3 Descente de charges :

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient :

- $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G} : \text{Charges permanentes.} \\ \mathbf{Q} : \text{Surcharges d'exploitation.} \end{array} \right.$

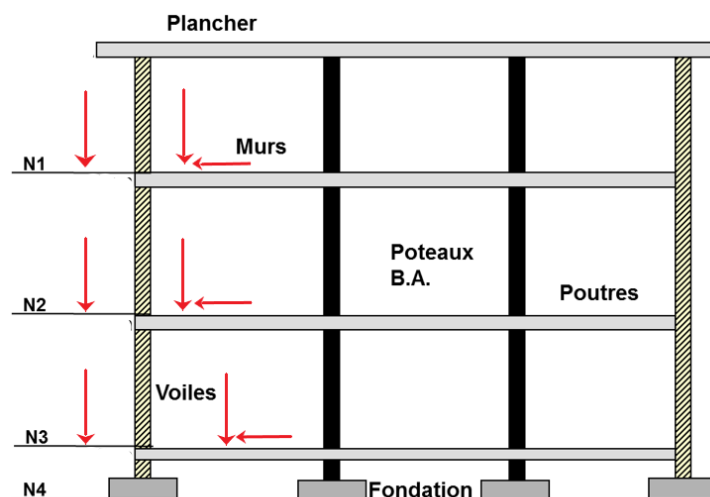


Fig II 10 : schématisation de la descente de charge.

2.3.1 Charges permanentes et charges d'exploitation :

Tableau II 3:Plancher terrasse inaccessible Corps-creux (16+5)

Eléments constituants	Poids volumique (kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m²)
1) gravillon de protection	1700	5	85
2) étanchéité multicouche	600	2	12
3) Papier kraft	2 feuilles	/	50
4) forme de pente	2000	8	160
5) isolation thermique	400	4	16
6) dalle en corps creux	1523	(16+5)	320
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
Total	/	/	663

- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges permanentes : } \mathbf{G} = \frac{663\text{kg}}{\text{m}^2} \Rightarrow \frac{6.63\text{KN}}{\text{m}^2}. \\ \text{Charges d'exploitation } \mathbf{Q} = \frac{100\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Selon(DTR - BC - 2. 2)}. \end{array} \right.$$

Tableau II 4:Plancher étages courants en corps creux

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Plancher en corps creux	1523	(16+5)	320
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	/	/	90
Total	/	/	565

- $$\left\{ \text{Charges permanentes : } \mathbf{G} = \frac{565\text{kg}}{\text{m}^2} \Rightarrow \frac{5.65\text{KN}}{\text{m}^2}. \right.$$

Concernant les charges d'exploitation **Q** Selon (DTR –BC-2.2) :

- Pour les étages à usage d'habitation (RDC à 9^{eme}) → Charges d'exploitation :
 $Q = 150 \text{ kg/m}^2$
- Pour les sous-sols de parkings → Charges d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$
- Pour le 1^{er} entre sol à usage commercial → Charges d'exploitation : $Q = 500 \text{ kg/m}^2$

Tableau II 5:Plancher dalle pleine 2^{eme} et 3^{eme} sous-sol

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) béton bitumineux	2200	5	110
2) plancher dalle pleine	2500	20	500
3) Enduit ciment	1000	1	10
Total	/	/	620

- { Charges permanentes : $G = \frac{620 \text{ kg}}{\text{m}^2} \Rightarrow \frac{6.2 \text{ KN}}{\text{m}^2}$.

Concernant les charges d'exploitation **Q** Selon (DTR –BC-2.2)

Pour les sous-sols de parkings → Charges d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Tableau II 6 : dalle pleine 1er sous-sol

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) dalle pleine	2500	20	500
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	/	/	90
Total	/	/	7.45

- Charges permanentes : $G = \frac{745\text{kg}}{\text{m}^2} \Rightarrow \frac{7.45\text{KN}}{\text{m}^2}$.

Concernant les charges d'exploitation **Q** Selon (DTR –BC-2.2)

- Pour les sous-sols à usage commercial → Charges d'exploitation : $Q = 500\text{kg/m}^2$

Tableau II 7 : Charges pour balcon.

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit en ciment	1000	2	20
Total	/	/	530

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges permanentes : } G = \frac{530\text{kg}}{\text{m}^2} \\ \text{Charges d'exploitation : } Q = \frac{350\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Selon (DTR - BC - 2.2).} \end{array} \right.$

Tableau II 8 : charges pour Acrotère :

La masse volumique (kg/m3)	Surface de l'acrotère (m ²)	Charge permanente de L'acrotère (kg/ml)
2500	$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02) / 2]$ $S = 0.069$	172.5

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges permanentes : } G = \frac{172.5\text{kg}}{\text{m}^2} \\ \text{Charges d'exploitation : } Q : \frac{100\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Selon (DTR - BC - 2.2).} \end{array} \right.$

Tableau II 9 : Charges pour Murs extérieurs

Eléments Constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Brique creuse	900	20	180
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	220

Tableau II 10:Charges pour Murs intérieurs.

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Brique creuse	900	10	90
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	130

Tableau II 11 : Palier de repos

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	/	/	50
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	18	450
5) Enduit de ciment	1000	2	20
Total	/	/	615

- Charges permanentes : $G = 615\text{kg/m}^2$
- Charges d'exploitation : $Q = 250\text{kg/m}^2$ Selon (DTR –BC-2.2).

Tableau II 12: Charges pour la Paillasse.

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaceute (kg/m2)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) marches	2200	18/2	198
4) Dalle en béton armé	2500	18	$(0.18 \times 2500) / \cos(32.52) = 533.62$
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Lit de sable	1700	3	51
Total	/	/	886.62

- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges permanentes : } G = \frac{886.62 \text{kg}}{\text{m}^2} \\ \text{Charges d'exploitation : } Q = \frac{250 \text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Selon (DTR - BC - 2.2).} \end{array} \right.$$

2.3.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Procédure de calcul :

La procédure de calcul se fera comme suit :

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant le poteau le plus sollicité avec une section carrée.

Basé sur le calcul de la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation Q .

Alors, on suit les étapes comme suivantes :

1. On localise le poteau le plus sollicité sur plan.
2. On calcule la surface reprise par le poteau.
3. On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
4. On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

□ **La formule générale :**

D'après les règles **BAEL 91** : la section réduit Br. est donné par la formule suivant :

$$Br \geq \frac{k \cdot \beta \cdot Nu}{\left(\frac{\theta \cdot f_{bu}}{0.9}\right) + \left(\frac{0.85}{100}\right) f_{ed}} \dots \dots \dots (1)$$

- ✓ $K = 1.10$ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours
- ✓ $k = 1.20$ } Si plus de la majeure partie des charges est
 f_{c28} est remplacé par f_t } appliquée avant 28 jours
- ✓ $K = 1$ pour les autres cas.

Où

$$Nu \leq \alpha \left(\left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right) \dots (2)$$

→ Si : $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0.2(\lambda / 35)^2$

→ Si : $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0.60(50 / \lambda)^2$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

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

λ : L'élanement d'EULER du poteau considéré

$\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0.7$ $L_0 = 0.7$ he

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : aire totale de la section du poteau.

A_s : section d'acier minimale

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta} \gamma_b ; f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours

f_e : contrainte limite élastique des aciers

Θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'actions :

→ $\Theta = 1$: $T > 24h$c'est notre cas

→ $\Theta=0.9 : 1h \leq T \leq 24h$

→ $\Theta=0.85 : T < 1h$

Le minimum requis par la RPA99 ver2003 :

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

→ Poteaux carrée $Br = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$

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

→ $Min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$

→ $Min (b, h) \geq \frac{he}{20}$

→ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

$As \text{ min} = 0,9\% B$

- ✓ b, h : dimensions de la section
- ✓ he : la hauteur de l'étage

2.3.2.1 Pré dimensionnement du poteau central choisi :

En utilisant la formule (1), Dans notre cas on a

$$K = 1, f_{c28} .$$

Résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e=400\text{Mpa}$.

$$\gamma_b = 1, 5; \quad \gamma_s = 1, 15; \quad f_{bu} = 0, 85 \times \frac{25}{1} \times 1, 5 = 14.2\text{Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}.$$

Avec : $\lambda = l_f \sqrt{(12)} / a$ → a : le petit côté → l_f : la longueur de flambement

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

(Pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le **BAEL91** :

$$\text{On aura : } a = \frac{l_f \sqrt{12}}{35}$$

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

$$\alpha = 0.60 \times (50/\lambda)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On choisit un élancement mécanique $\lambda=35$ pour faire par

$$\alpha = \frac{0.85}{(1+0.2.1)} = 0,708 .$$

$$\text{D'où : } \beta = 1+0.2.1 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\left(\frac{\theta fbu}{0,9}\right) + \left(\frac{0,85}{100}\right) . fed}$$

$$Br \geq \left(\frac{1.1.2.Nu.10^{-3}}{\left(1.\left(\frac{14,2}{0,9}\right) + \left(\frac{0,85}{100}\right).348\right).10^4} \right) = 0,64Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rightarrow Br=0.64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

Pré dimensionnement :

Méthode pour détermination des sections :

Charge permanente (G) :

$$N_G = G \times S$$

G : charge permanente.

S : surface offerte majorée.

Charge d'exploitation (Q) :

$$N_Q = Q \times S$$

→ Q : charge d'exploitation (*avec dégression de charge*).

→ S : surface offerte majorée.

➤ **Dimension de la section :**

→ section carrée (a=b)

$$\rightarrow Br = (a-0,02)^2$$

D'où : $a=b=\sqrt{Br + 2}$ (en cm).

2.3.2.2 Localisation des poteaux les plus sollicités :

On calcule les dimensions des poteaux les plus sollicités qui ont la plus grande surface d'influence.

Sa surface d'influence est présentée dans la figure suivante :

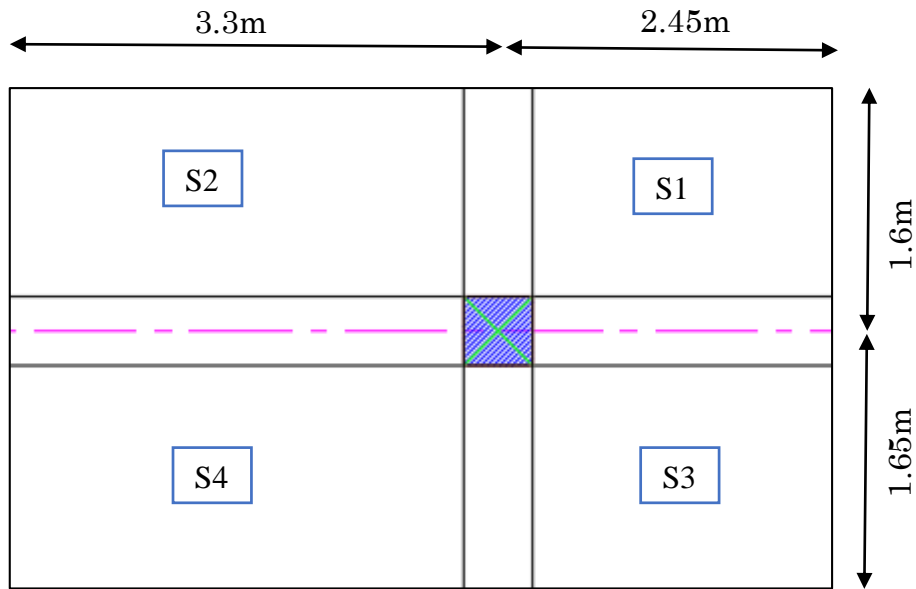


Fig II 11 : surface d'influence du poteau le plus sollicité.

- Selon (BAEL 91, article : B.8.3, 3)

$$a = l_f \sqrt{(12) / \lambda}$$

Et on fixe $\lambda=35$ pour tenir compte la totalité des armatures

$$L_f = 0.707 L_0$$

Et selon (RPA99/V2003) : $\text{Min}(b, a) \geq 30 \text{ cm}$

Tableau II 13: Section des poteaux adopté préalablement

h_e (m)	2.89 m	2.5 m
L_f	2.04 m	1.76 m
a calculé en cm	20.19	17.41
Condition RPA	30	30
Section à adopté en (cm)	40x40	40x40

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est :

$$P = 25 \times S \times h_e$$

h_e : hauteur libre d'étage

S : surface du poteau ($b \times h$)

Tableau II 14 Section et poids propre préalable des poteaux

Poteau	Étage courant	RDC	sous-sols
a(m)	0.4	0.4	0.4
b(m)	0.4	0.4	0.4
h _c (m)	2.89	2.89	2.5
Poids propre (KN)	11.56	11.56	10

Calcul de la surface d'influence du plancher étage courant sur le poteau central choisi :

$$S1 = (2.45 - 0.20) \times (1.6 - 0.20)$$

$$S2 = (3.3 - 0.20) \times (1.6 - 0.20)$$

$$S3 = (1.65 - 0.20) \times (2.45 - 0.20)$$

$$S4 = (1.65 - 0.20) \times (3.3 - 0.20)$$

$$S_t = \sum S_i = S1 + S2 + S3 + S4 = 15.24m^2$$

Calcul de la surface d'influence du plancher terrasse inaccessible sur le poteau central choisi :

$$S1 = (2.45 - 0.20) \times (1.6 - 0.20)$$

$$S2 = (3.3 - 0.20) \times (1.6 - 0.20)$$

$$S3 = (1.65 - 0.20) \times (2.45 - 0.20)$$

$$S_t = \sum S_i = S1 + S2 + S3 = 10.74m^2$$

Loi de dégression des charges d'exploitations en fonction du nombre d'étages

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05),

on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5Q**.

Les règles « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des sur charges d'exploitation (Q)

- Pour $n \geq 5$

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Cas du bâtiment étudié :

Dans notre projet les surcharges d'exploitation ne sont pas égaux.

→ application de la loi de dégression des charges d'exploitation

Tel que :

Q_1, Q_2, \dots sont les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

- Sous la Terrasse inaccessible : Q_0 .
- Sous le dernier étage : Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) \dots$ etc.

$N_0 : Q_0$

$N_1 : Q_0+Q_1$

$N_2 : Q_0+0,95 \times (Q_1+Q_2)$

$N_3 : Q_0+0,9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)$

$N_4 : Q_0+0,85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

$N_5 : Q_0 + 3+5 \ 2*5 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

$N_6 : Q_0+ (3+6) \ 2*6 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

$N_7 : Q_0+ (3+7) \ 2*7 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

$N_8 : Q_0+ (3+8) \ 2*8 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

$N_9 : Q_0+ (3+9) \ 2*9 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$

$N_{10} : Q_0+ (3+10) \ 2*10 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$

$N_{11} : Q_0+ (3+11) \ 2*11 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$

$N_{12} : Q_0+ (3+12) \ 2*12 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$

$N_{13} : Q_0+ (3+13) \ 2*13 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})$

2.3.2.3 Calcul des charges d'exploitation

Tableau II 15 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Charge d'exploitation	Charge d'exploitatio en KN/m ²	Loi de dégression	Σcharge d'exploitation en (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Q0	1	$\Sigma 0=Q0$	1
Niveau 9 étage	Q1	1.5	$\Sigma 1=Q0+Q1$	2.5
Niveau 8 étage	Q2	1.5	$\Sigma 2=Q0+0.95 (Q1+Q2)$	3.85
Niveau 7 étage	Q3	1.5	$\Sigma 3=Q0+0.9 (Q1+Q2+Q3)$	5.05
Niveau 6 étage	Q4	1.5	$\Sigma 4=Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)$	6.1
Niveau 5 étage	Q5	1.5	$\Sigma 5=Q0+0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	7
Niveau 4 étage	Q6	1.5	$\Sigma 6 =Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7.75
Niveau 3 étage	Q7	1.5	$\Sigma 7=Q0+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)$	8.45
Niveau 2 étage	Q8	1.5	$\Sigma 8=Q0+0.69 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)$	9.28
Niveau 1 étage	Q9	1.5	$\Sigma 9=Q0+0.67 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)$	10.04
Niveau rez de chassée	Q10	1.5	$\Sigma 10=Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)$	10.75
Niveau sous-sol 1	Q11	5	$\Sigma 11=Q0+0.63 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11)$	13.6
Niveau Sous-sol 2	Q12	2.5	$\Sigma 12=Q0+0.625 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11+Q12)$	15.06
Niveau Sous-sol 3	Q13	2.5	$\Sigma 13=Q0+0.615 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11+Q12+Q13)$	16.37

2.3.2.4 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux de chaque niveau :

Tableau II 16: Charges et surcharges revenant aux poteaux de chaque niveau

Niveaux	Élément	NG (KN)=GxS (KN)	Nq(KN)=QxS (KN)
Terrasse inaccessible	Plancher terrasse	10.74x6.63=71.20	10.74 x 1 = 10.74
	Poutre principale	(0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06	
	Poutre secondaire	(0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55	
	Total NG=99.81		

N 9-9	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 99.81 Totale NG=226.08	15.24x2.5=38.1
N 8-8	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 226.0 Totale NG=352.27	15.24x3.85=58.674
N 7-7	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 352.27 Totale NG=478.54	15.24x5.05=76.96
N 6-6	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 478.54 Totale NG=604.81	15.24x6.1=92.96
N 5-5	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 604.81 Totale NG=731.08	15.24x7=106.68
N 4-4	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 731.08 Totale NG=857.35	15.24x7.75=118.11
N 3-3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 857.35 Totale NG=983.62	15.24x8.45=128.77

N 2-2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 983.62 Total NG=1109.9	15.24x9.28=141.42
N 1-1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 1109.89 Total NG=1236.16	15.24x10.04=153
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.65=86.106 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 1236.16 Total NG=1362.43	15.24x10.75=163.83
Sous-Sol (I)	Plancher dalle pleine Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x6.65=101.34 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 1362.43 Total NG=1503.94	15.24x13.6=207.26
Sous-Sol (II)	Plancher dalle pleine Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.7=86.868 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 1503.94 Total NG=1630.97	15.24x15.06=231.03
Sous-Sol (III)	Plancher dalle pleine Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	15.24x5.7=86.868 (0,3 × 0,5) ×25×5.35=20.06 (0,3×0.4) ×25×2.85= 8.55 (0,4×0,4) ×25×2.89=11.56 1630.97 Total NG=1757.97	15.24x16.37=249.47

Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux :

Selon le BAEL 93 (art B.8.1.1), la nécessité de majorer l'effort de compression ultime (Nu) d'un pourcentage de 15%, c'est pour que notre poteau choisi est plus d'une fois voisin à un poteau de rive donc c pour admettre la discontinuité des éléments.

Tableau II 17: Récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux du structure.

Niveau	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu =1,35×Ng+1,5×Nq	Nux1,15 (KN)	Br=Nux0,64 (Cm)	a = $\sqrt{Br + 2}$ (Cm)	Section Cm ²
Terrasse inaccessible	99.81	10.74	150.8535	173.48153	111.02818	12.536991	(35x35)
N 9-9	226.08	38.1	362.358	416.7117	266.69549	18.330814	(35x35)
N 8-8	352.27	58.674	563.5755	648.11183	414.79157	22.366432	(35x35)
N 7-7	478.54	76.96	761.469	875.68935	560.44118	25.673639	(40x40)
N 6-6	604.81	92.96	955.9335	1099.3235	703.56706	28.524838	(40x40)
N 5-5	731.08	106.68	1146.978	1319.0247	844.17581	31.054704	(40x40)
N 4-4	857.35	118.11	1334.5875	1534.7756	982.2564	33.34097	(40x40)
N 3-3	983.62	128.77	1521.042	1749.1983	1119.4869	35.458734	(50x50)
N 2-2	1109.9	141.42	1710.495	1967.0693	1258.9243	37.481324	(50x50)
N 1-1	1236.16	153.12	1898.316	2183.0634	1397.1606	39.378611	(50x50)
RDC	1362.43	163.83	2085.0255	2397.7793	1534.5788	41.1737	(50x50)
Sous-Sol I	1503.94	207.26	2341.209	2692.3904	1723.1298	43.510599	(60x60)
Sous-Sol II	1603.97	231.03	2511.9045	2888.6902	1848.7617	44.997229	(60x60)
Sous-Sol III	1757.97	249.47	2747.4645	3159.5842	2022.1339	46.968143	(60x60)

2.3.2.5 Vérification vis-à-vis du R.P.A .99 version 2003 :

$$\rightarrow \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Min (b, h)} \geq \frac{he}{20}$$

$$\rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

$$\checkmark \text{ Min (35, 35) = 35 cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée pour tous les niveaux.}$$

$$\checkmark \text{ Min (30,30) = 30 cm} \geq \frac{he}{20}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow \text{Pour : sous-sol} \Rightarrow \frac{250}{20} = 12.5 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \rightarrow \text{Pour : RDC} \Rightarrow \frac{289}{20} = 14.45 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \rightarrow \text{Pour : étage courant} \frac{289}{20} = 14.45 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right\}$$

Vérification au flambement :

La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ (BAEL 91 modifié 99).}$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I = Moment d'inertie $I = \frac{a b^3}{12}$

$B = a.b$ (Section transversale du poteau.)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{a b^3}{12ab}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b}$$

Récapitulatif des résultats de la vérification au flambement :

Tableau II 18 Vérification des poteaux au flambement

Niveau	La section	λ	$\lambda \leq 35$
Terrasse inaccessible	(35x35)	19.9988	Vérifiée
N 9-9	(35x35)	19.9988	Vérifiée
N 8-8	(35x35)	19.9988	Vérifiée
N 7-7	(40x40)	17.49895	Vérifiée
N 6-6	(40x40)	17.49895	Vérifiée
N 5-5	(40x40)	17.49895	Vérifiée
N 4-4	(40x40)	17.49895	Vérifiée
N 3-3	(50x50)	13.99916	Vérifiée
N 2-2	(50x50)	13.99916	Vérifiée
N 1-1	(50x50)	13.99916	Vérifiée
RDC	(50x50)	13.99916	Vérifiée
Sous-Sol I	(60x60)	12.7265091	Vérifiée
Sous-Sol II	(60x60)	12.7265091	Vérifiée
Sous-Sol III	(60x60)	12.7265091	Vérifiée

Conclusion :

Un élancement inférieur à 35 est vérifié dans tous les poteaux, donc on n'aura pas un risque de flambement.

Tableau récapitulatif des sections pour les éléments structuraux :

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II 19:Caractéristiques des éléments structuraux

Eléments	La largeur (cm)	La hauteur (cm)
Poutres principales	35	60
Poutres secondaires	35	45
Poteau du sous-sol III	60	60
Poteau du sous-sol II	60	60
Poteau du sous-sol I	60	60
Poteau RDC	50	50
Poteau de l'étage 1	50	50
Poteau de l'étage 2	50	50
Poteau de l'étage 3	50	50
Poteau de l'étage 4	40	40
Poteau de l'étage 5	40	40
Poteau de l'étage 6	40	40
Poteau de l'étage 7	40	40
Poteau de l'étage 8	35	35
Poteau de l'étage 9	35	35
Voile de contreventement	Epaisseur = 20 cm	

2.4 Conclusion :

Le pré-dimensionnement, l'évaluation de charges et la descente de charges sont des étapes nécessaires à achever, afin de pouvoir entamer la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de pré-dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles), et aussi les éléments secondaires les sections adoptées en pré-dimensionnement peuvent être augmenté après calcul dynamique.

CHAPITRE III :

Etude des planchers.

CHAPITRE III : Etude des planchers

3 Introduction :

Les planchers sont des pièces minces horizontales de largeur nettement supérieure à l'épaisseur, qu'ils séparent le bâtiment à plusieurs niveaux différents, et ils ont deux fonctions principales :

Fonction de résistance et d'isolation :(isolation thermique et acoustique)

Dans notre projet on n'a adopté les deux types de plancher :

3.1 Plancher corps creux :

Calcul du plancher :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+5) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dû au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dû aux charges appliquées sur des surfaces réduites

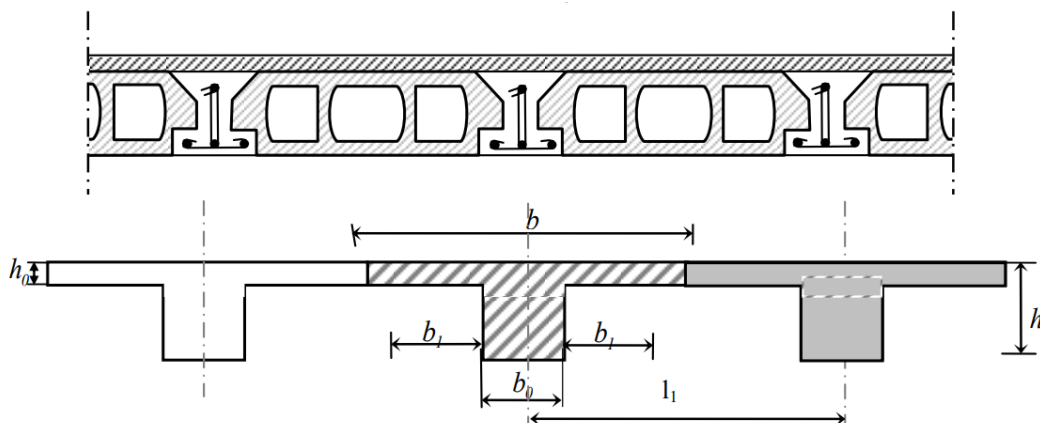


Fig III 1: Coupe d'un plancher à corps creux.

3.1.1 Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 5cm. Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les

Dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 33 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ En pratique (en Algérie on considère un maillage de 20cm).

3.1.1.1 Ferrailage de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après

- Si : $L1 \leq 50\text{cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2 / ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

- Si : $50\text{cm} \leq L1 \leq 80\text{cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2 / ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{L1}{f_e}$$

Avec :

- $L1$: distance entre l'axe des poutrelles ($L1=65 \text{ cm}$).
- $A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,
- $f_e = 500\text{MPa}$ (f_e : limite élastique des aciers utilisées).
- Quadrillage de treilles soudé (TLE 500).

D'où

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{\perp \text{ nervures}} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp \text{ nervures}}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend le même ferrailage de Armatures perpendiculaires aux poutrelles :}$

$A_{// \text{ nervures}} = 5\emptyset 6 = 1.41\text{cm}^2$ $A_{// \text{ nervures}}$: diamètre parallèle aux poutrelles

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de Compression du plancher corp creux, On adopte un treillis Soudé dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20×20) cm^2 .

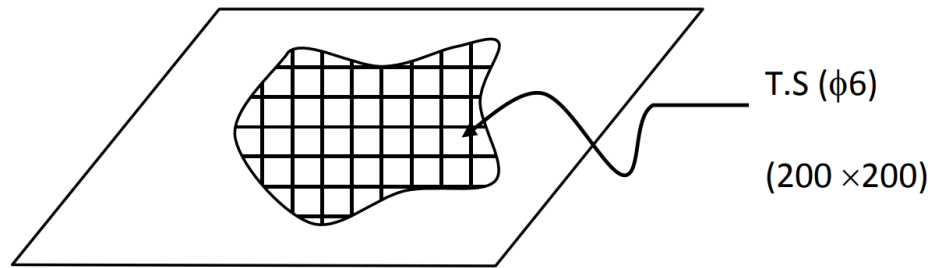


Fig III 2 : Treillis soudés (20x20) cm2

3.1.2 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôles dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

❖ Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression
- 2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression

3.1.2.1 Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé sont disposées perpendiculaire au sens porteur et espacées de **65 cm** et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

Le résultat du prédimensionnement des poutrelles nous a donnée :

- $h_t = 16\text{cm}$ Épaisseur de la nervure
- $h_0 = 5\text{cm}$ Largeur de la nervure
- $b_0 = 11\text{cm}$

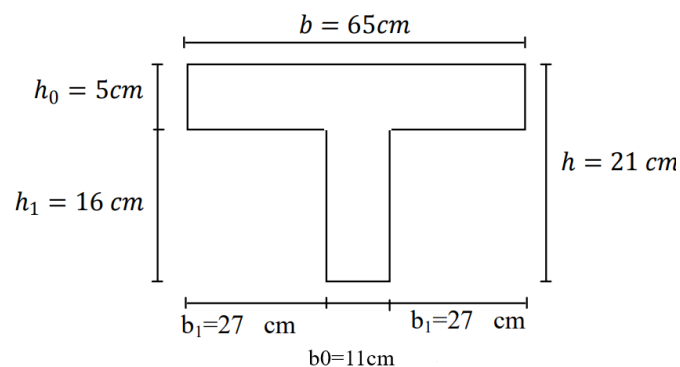


Fig III 3 : Dimensions des éléments constituant un plancher.

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de Caquot minorée.

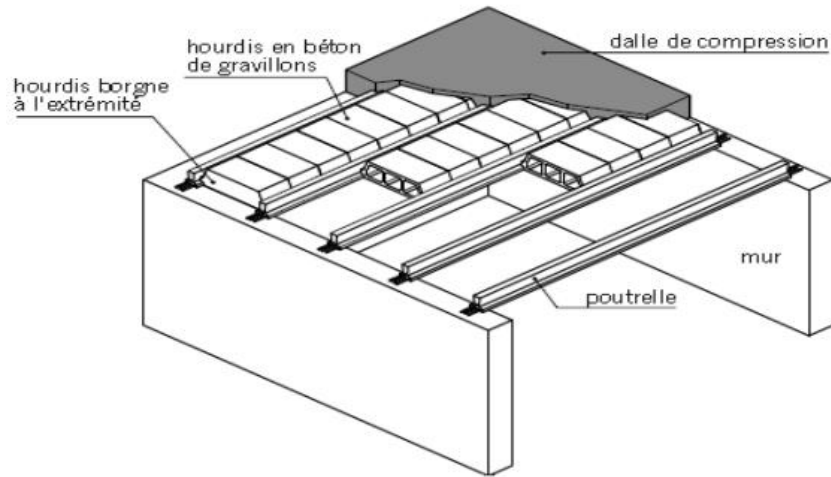


Fig III 4 éléments constituant un plancher

3.1.2.2 Première étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter plusieurs surcharges on mentionne

- Son poids propre (Charge permanente).
- Le poids du corps creux (Charge permanente).
- La surcharge d'exploitation (Charge d'exploitation).

Charges et surcharges :

- Charge Permanente :

Poids propre de poutrelle : $G_p = 0.04 \times 0.11 \times 2500 = 0.11 \text{KN/ml}$

Poids de corps creux d'épaisseur : $G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{KN/ml}$

D'où : $G = 0.62 + 0.11 = 0.73 \text{KN/ml}$

- Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la main d'œuvre :

$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/ml}$

Combinaison des charges :

- à L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.73) + (1.5 \times 0.65) = 1.96 \text{KN/ml}$ $q_u = 1.96 \text{KN/ml}$
- à L'ELS : $q_s = G + Q = 0.73 + 0.65 = 1.38 \text{KN/ml}$ $q_s = 1.38 \text{KN/ml}$

Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :

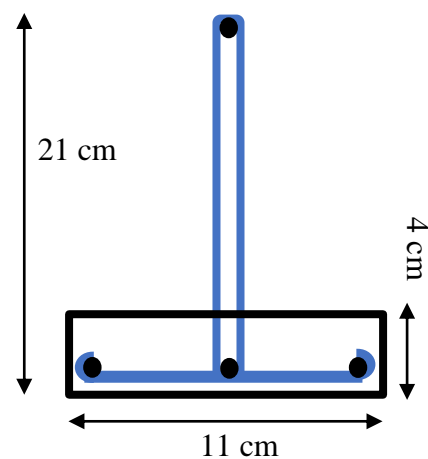


Figure III : La nervure

à ELU :

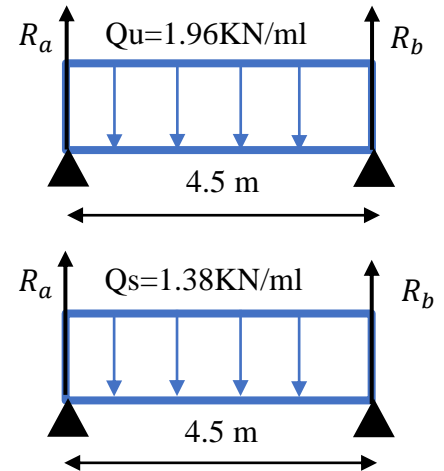
$$M_u = M_{max} = q_u \frac{L^2}{8} = 1.96 \frac{4.5^2}{8} = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{max} = q_u \frac{L}{2} = 1.96 \frac{4.5}{2} = 4.41 \text{ KN}$$

à ELS :

$$M_s = M_{max} = q_s \frac{L^2}{8} = 1.38 \frac{4.5^2}{8} = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_{max} = q_s \frac{L}{2} = 1.38 \frac{4.5}{2} = 3.1 \text{ KN}$$



La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

Sachant que : $b_0 = 11 \text{ cm}$, $h = 4 \text{ cm}$, $d = 0.9 h = 3.6 \text{ cm}$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_b = 1.5$
 $f_{bu} = 14.2 \text{ mpa}$, $f_{ed} = 348 \text{ mpa}$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
 Et $M_u = M_{max} = 4.96 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.96 \times 10^{-3}}{0.11 \times 0.036^2 \times 14.2} = 2.45$$

$$\mu_{bu} = 2.45 > 0.187 \quad \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 2.45 > 0.392 \quad A' \neq 0 \text{ (section double armature)}$$

Alors les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

3.1.2.3 Deuxième étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

À L'ELU $q_u = (1.35g + 1.5q)$

À L'ELS $q_{ser} = (g + q)$ Avec : $g = 0.65G$ $q = 0.65Q$

Tableau III 1: Charge et surcharge des planchers

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m ²)	q = 0.65Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN.m ²)
Terrasse inaccessible	6.63	1.00	4.3	0.65	6.78	4.95
Étage courant à usage d'habitation	5.65	1.50	3.65	0.97	6.38	4.62

On va calculer le plancher le plus le défavorable pour généraliser le ferrailage pour les autres planchers des différents étages :

- Alors le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible tel que

$$q_u = 6.78 \text{ KN/m}^2 \text{ et } q_{ser} = 4.95 \text{ KN/m}^2$$

Donc on prend : $G=6.63 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations :

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 03 méthodes suivantes.

- ✓ La méthode forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot
- ✓ Méthode de Caquot minorée.

Méthode forfaitaire : selon BAEL91

Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

- ✓ Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

Vérification de l'application de la méthode : (Méthode forfaitaire)

$$Q = 1 \leq 2G = 2 \times 6.63 = 13.26 \quad \text{ou} \quad Q = 1 \leq 5KN/m^2 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Vérifiée**

Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.2}{3.3} = 0.96 \leq 1.25 & \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.3}{4.5} = 0.73 \leq 1.25 & \Rightarrow \text{Non vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4.5}{3.5} = 1.28 \leq 1.25 & \Rightarrow \text{Non vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.5}{4.1} = 0.85 \leq 1.25 & \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4.1}{3.65} = 1.12 \leq 1.25 & \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.65}{3.3} = 1.1 \leq 1.25 & \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.3}{3.2} = 1.03 \leq 1.25 & \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les portées successives sont pas dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 car certaine condition ne vérifie pas donc on vérifie l'application de **la méthode de caquot**.

La méthode de caquot :

Domaine d'application de la méthode

(Charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanente ou 5 000 N/m).

Donc on ne peut pas appliquer la méthode de caquot d'où la nécessité d'appliquer la méthode de **caquot minorée**.

Méthode de Caquot minorée (B.6.210) :

Lorsqu'il est possible d'appliquer la méthode de Caquot minorée le calcul des moments sur appui dû aux charges permanentes se fait avec $g' = 2g/3$ (et uniquement le calcul des moments sur appuis, on reprend la totalité de g ensuite pour le calcul des moments en travée)

Moments en travée :

Pour les calculs des moments en travée M_t :

- ✓ On utilise la longueur des portées réelles l (et non plus l'),
- ✓ On ne considère que les deux travées adjacentes et les trois cas de charge définis sur la Figure :

Moment en travée est de :
$$M(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

X ou valeur maximale du moment en travée :
$$X_{Mtmax} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

- M_w et M_e sont les moment à gauche et à droit
- $\mu(x)$ est le moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudié

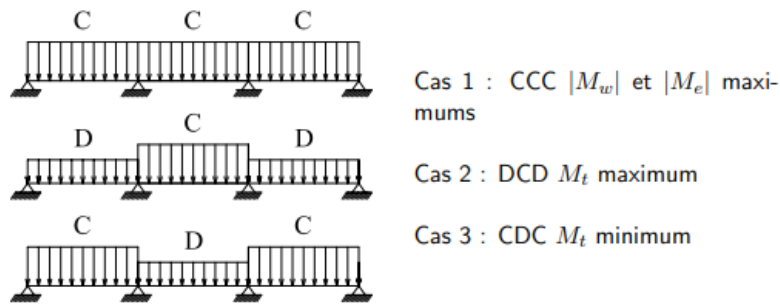


Fig III 5 Définition des trois cas de charge à prendre en compte

Tel que : à ELU
$$\left\{ \begin{array}{l} C = 1.35g + 1.5q \\ D = 1.35g \end{array} \right\}$$

À l'ELS
$$\left\{ \begin{array}{l} C = g + q \\ D = g \end{array} \right\}$$

Effort tranchant :

$$V(X) = -\frac{d \mu(x)}{d x} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Les valeurs à gauche et à droite de l'effort tranchant sont donc :

$$V_w = V_{0w} + \frac{M_{ai} - M_{ai-1}}{l_{i-1}}$$

$$V_e = V_{0e} + \frac{M_{ai+1} - M_{ai}}{l_i}$$

3.1.2.4 Évaluation des charges :

Charge permanente : $q_g = 6.63 \times 0.65 = 4.3 \text{KN/ml}$

Charge d'exploitation : $q_q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/ml}$

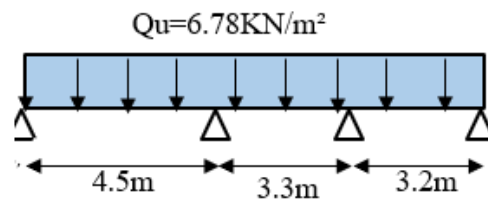
3.1.2.5 Combinaison des charges :

$q_u = 1.35q_g + 1.5q_q = 6.78 \text{KN/m}^2$

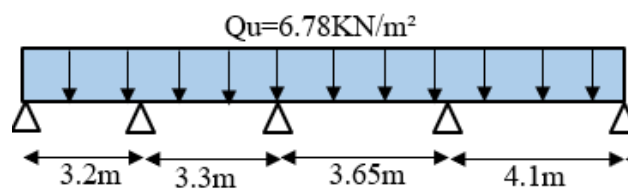
$q_s = q_g + q_q = 4.95 \text{KN/m}^2$

3.1.2.6 Types de poutrelles dans plan :

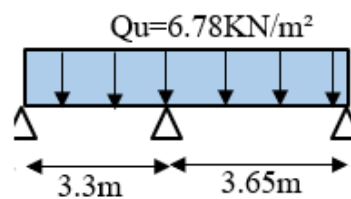
Type 1 (3 travées)



Type 2 (4 travées)



Type 3 (2 travées)



Type 4 (4 travée)

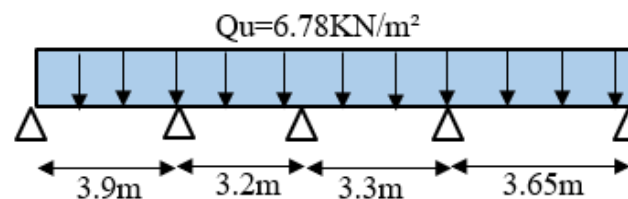
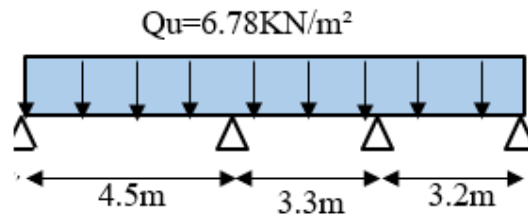


Fig III 6: Types de poutrelles dans plan

- ✓ En appliquant la méthode de Caquot minorée dans le calcul des moments en appuis et en travée et les efforts tranchant des poutrelles de chaque Type à ELU et à ELS.

3.1.2.7 Type 1 (3 travées) Calcul exemplaire.

Schéma statique ELU :



Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants à ELU :

Moments en appuis :

Type 1 :

appuis 1 $M_1 = 0 \text{ KN.m}$

appuis 2 $M_2 = -8.74 \text{ KN.m}$

appuis 3 $M_3 = -4.99 \text{ KN.m}$

appuis 4 $M_4 = 0 \text{ KN.m}$

Moments en travée :

Travée 1 :

$X = 1.96 \text{ m}$ $M(1.96) = 13.2 \text{ KN.m}$

Remarque :

A l'aide d'une feuille Excel le calcul de toutes les travées voici les résultats :

Travée 2 :

$X = 1.82 \text{ m}$ $M(1.82) = 3.32 \text{ KN.m}$

Travée 3 :

$X = 1.83 \text{ m}$ $M(1.83) = 6.64 \text{ KN.m}$

Calcul de l'effort tranchant à l'ELU :

Travée 1 :

$T_g = 13.38 \text{ KN}$ $T_d = -17.20 \text{ KN}$

Travée 2 :

$T_g = 13.32 \text{ KN}$ $T_d = -10.38 \text{ KN}$

Travée 3 :

$T_g = 12.41 \text{ KN}$ $T_d = -9.49 \text{ KN}$

3.1.2.8 Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants type 1 à l'ELU :

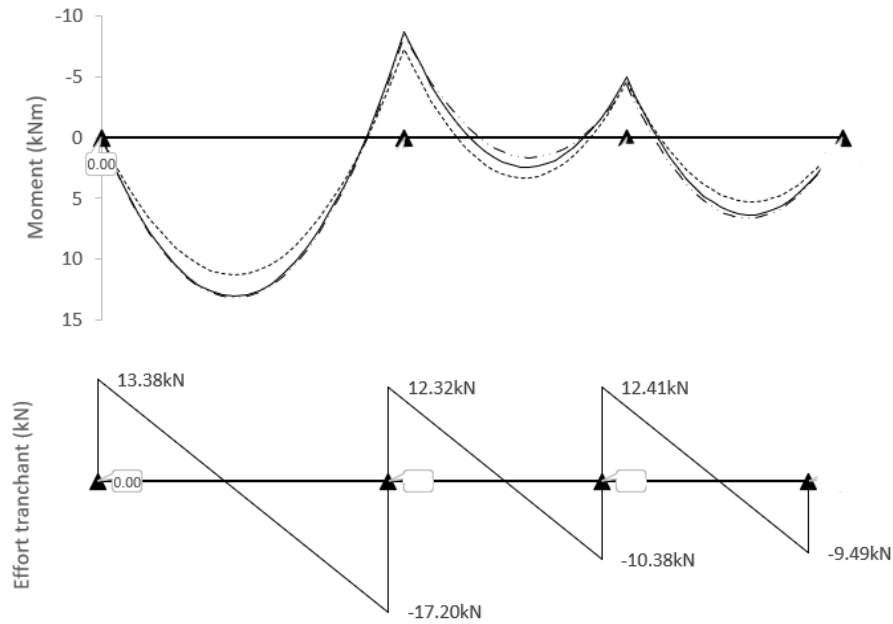


Fig III 7 : Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants type 1 à l'ELU

Tableau II 20 : moment en travée/appuis et effort tranchant de tous les type ELU/ELS

Type	ELU				ELS			
	M_a	M_t	X(m)	T	M_a	M_t	X(m)	T
1	-8.47	13.2	1.96	17.2	-6.35	9.64	1.97	12.55
2	-7.62	10.87	2.32	15.76	-5.53	4.76	1.37	11.5
3	-5.57	8.97	2.02	13.9	-4.05	6.54	2.02	10.14
4	-6.71	9.88	1.37	14.94	-4.41	7.22	1.7	10.9

Résultats :

Le moment max en travée est en type 1 (3 travées) de $M_{t,max} = 13.2KN.m$ à ELU

Et en Type 1 : 2^{ème} appuis de $M_{a,max} = 8.74KN.m$.

3.1.2.9 Calcul du ferrailage des poutrelles :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

$$\gamma_s = 1.15 \quad \gamma_b = 1.5 \quad f_{bu} = 14.2 \text{ mpa}, \quad f_{ed} = 348 \text{ mpa}, \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

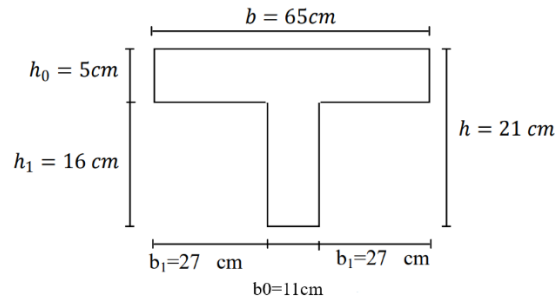


Fig III 8: Dimension des poutrelles.

$h_t = 16 \text{ cm}$ Épaisseur de la nervure

$h_0 = 5 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

$b_0 = 11 \text{ cm}$

$d = 0.9h = 0.9 \times 21 = 18.9 \text{ cm}$

3.1.2.10 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

En travée :

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

Dans l'étude d'une section en 'T' il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure On calcule le moment équilibre par la table « M_t »

$$M_t = bh_0 f_{bu} \left(\frac{d-h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14.2 \times \left(18.9 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 75.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,max} = 13.2 \text{ KN.m} < M_t = 75.86 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t,max} = 13.2 \text{ KN.m}$$

3.1.2.11 Vérification de l'existence d'armature comprimée :

$$\gamma_s = 1.15 \quad \gamma_b = 1.5$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ mpa}, \quad f_{ed} = 348 \text{ mpa}, \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.2 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\mu_{bu} = 0.040 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha_u) = (1 - (0.4 \times 0.51)) = 0.979$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{ed}} = \frac{13.2 \times 10}{0.979 \times 0.189 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures selon de tableau des armatures pour que

$$A_t \geq 2.04 \text{ cm}^2$$

Donc : **3HA12** = 3.39cm² ⇒ **A_u** = **3.39 cm²**

En Appuis :

$$M_a = 8.74 \text{ KN.m} < 75.86 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.74 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.026 < 0.187 \quad \text{Pivot A} \quad A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha_u) = (1 - (0.4 \times 0.033)) = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{ed}} = \frac{8.74 \times 10}{0.986 \times 0.189 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

A_a ≥ **1.34 cm²** Donc : on adopte **2HA12** = 2.26 cm² ⇒ **A_a** = **2.26 cm²**

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

$$\phi \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \min(0.6 : 1.4 : 1.1)$$

$$\phi \geq 0.6 \text{ Cm}$$

Avec : h : hauteur totale de la poutrelle.

Φ_L: diamètre maximal des armatures longitudinales.

b₀ : largeur de l'âme de la nervure.

Nous prendrons Ø = 8 mm ; les armatures transversales sont : **2HA8 (A_t=1.01cm²)**.

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

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(18.9\text{cm} , 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 18.9\text{cm}$$

On adopte S_t = 15cm

Tableau III 2: tableau récapitulatif des choix des armatures de poutrelles.

	Appuis	Travée	A (transversale)
Armatures choisi	2HA12	3HA12	2HA8 (e = 15cm)
Section d'armatures	2.26 cm ²	3.39 cm ²	1.01 cm ²

3.1.2.12 Vérification a ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 1.48 \times 10^{-4} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq A_{min} \\ A_a \geq A_{min} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 = A_{min} \quad \text{Vérfiée} \\ \text{En appuis: } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 = A_{min} \quad \text{Vérfiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

On a ($T_{u,max} = 17.2$ KN)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

Tel que : $T_u^{max} = 17.2$ KN

$$\tau = \min(0.133 \times 25 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{17.2 \times 10^{-3}}{0.11 \times 0.189} = 0.82 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.82 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_s = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$\sum U_i = n\pi\phi$ Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres

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

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 7.53 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.2 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.21 \times (3 \times 3.14 \times 0.012)} = 0.805 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_s = 0.805 \text{ MPA} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée} \end{array} \right\}$$

Donc : pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

Ancrage des barres : selon BAEL

Ancrages rectilignes : c'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total sous contrainte d'adhérence τ_{su}

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \phi : \text{diamètre de l'acier} / \psi_s : 1.5 \text{ haute adhérence (HA)}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^{2f_{t28}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.5 \approx 45 \text{ cm}$$

Pour des calculs précis on adopte 40Ø Barre HA pour $f_e = 400 \text{ Mpa}$. $\Rightarrow 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Ancrages courbe :

L_a : la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$$

Espacement :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{(A_t f_e)}{0.4 b_0} = \frac{0.6 \times 100 \times 400}{110 \times 0.4} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

3.1.2.13 Contrainte de compression dans le béton à ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad \text{et} \quad K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y = \frac{b}{2} y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

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

o Travée : $K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} =$

o Appuis : $K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} =$

Tableau III 3: vérification de contrainte de compression dans le béton de poutrelles à ELS

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s Cm ²	I Cm ⁴	Y (cm)	K (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Condition
Appui	6.35	2.26	9013	3.94	0.70	2.77	15	Vérifiée
Travée	9.64	3.39	12653	4.6	0.76	3.5	15	Vérifiée

3.1.3 Schéma de Ferrailage du plancher corps creux :

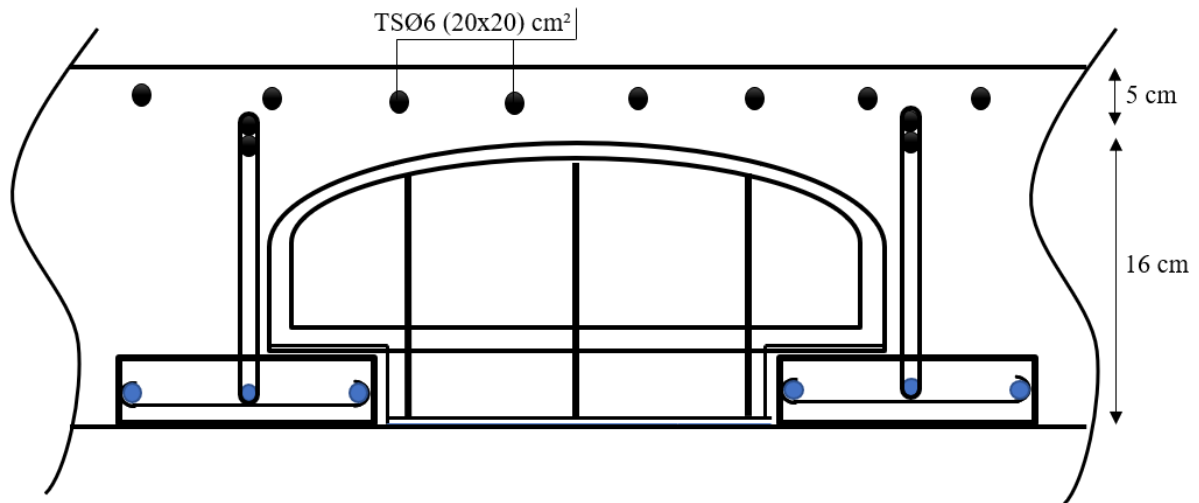


Fig III 9 : Schéma de Ferrailage du plancher corps creux.

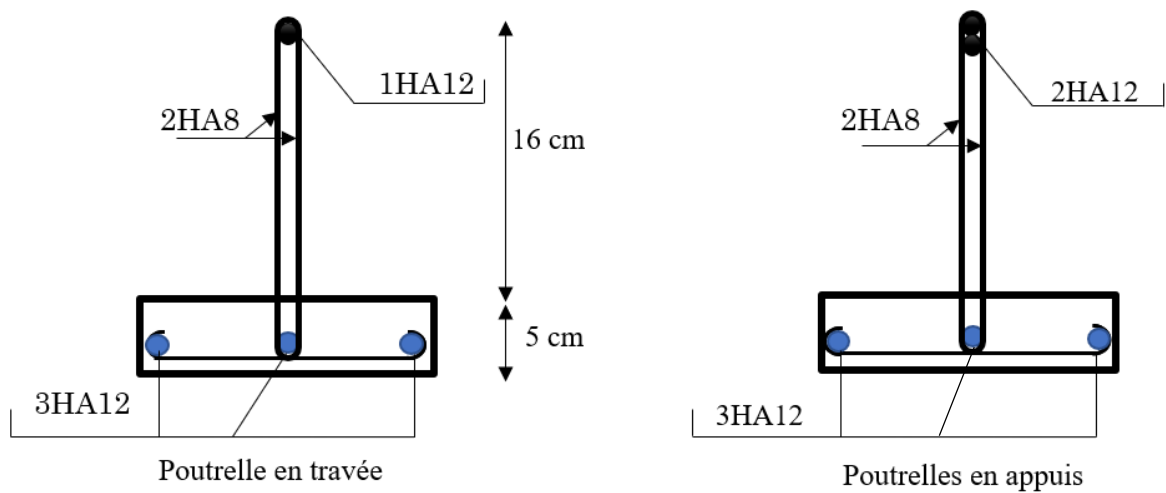


Fig III 10 : Ferrailage des poutrelles en appuis et en travée.

3.2 Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimensions L_x et L_y tel que $L_x < L_y$

Le prédimensionnement du plancher en dalle pleine a déterminé que l'épaisseur de la dalle est $h_d = 20 \text{ cm}$

Utilisation : La dalle pleine sera utilisée pour planchers des 3 sous-sols.

Dalle pleine pour les 3 sous-sols :

D'après la descente de charge effectuée au chapitre précédent on a :

Tableau III 4 Charges sur Plancher dalle pleine 1er sous-sol.

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) dalle pleine	2500	20	500
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	/	/	90
Total	/	/	745

- Charges permanentes : $G = \frac{745 \text{ kg}}{\text{m}^2} \Rightarrow \frac{7.45 \text{ KN}}{\text{m}^2}$.

Concernant les charges d'exploitation **Q** Selon (DTR –BC-2.2)

- Pour les sous-sols à usage commercial → Charges d'exploitation : $Q = 500 \text{ kg/m}^2$

Remarque :

Donc le panneau le plus sollicité se trouve en 1^{er} sous-sol en va étudier selon ce cas et on va généraliser sur les autres planchers.

3.2.1 Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

à ELU :

$$p_u = (1.5G + 1.5Q)b \Rightarrow (1.35 \times 7.45 + 1.5 \times 5)1 \Rightarrow p_u = 17.55 \text{ KN/ml}$$

à ELS:

$$p_{ser} = (G + Q)b \Rightarrow (7.45 + 5)1 \Rightarrow p_{ser} = 12.45 \text{ KN/ml}$$

3.2.1.1 Détermination des sollicitations :

$$\text{ELU} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ux} = \mu_{ux} \times p_u \times L_x^2 \\ M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} \end{array} \right\}$$

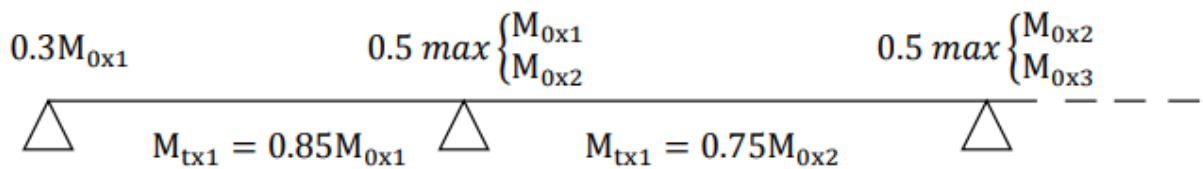
$$\text{ELS} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{sx} = \mu_{sx} \times p_{ser} \times L_x^2 \\ M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} \end{array} \right\}$$

Avec μ_x et μ_y sont fonction de ρ et ν (coefficient de poisson).

3.2.1.2 Distribution des moments du panneau :

selon BAEL calcule des dalles en béton arme.

Suivant axe X :



Suivant axe Y :

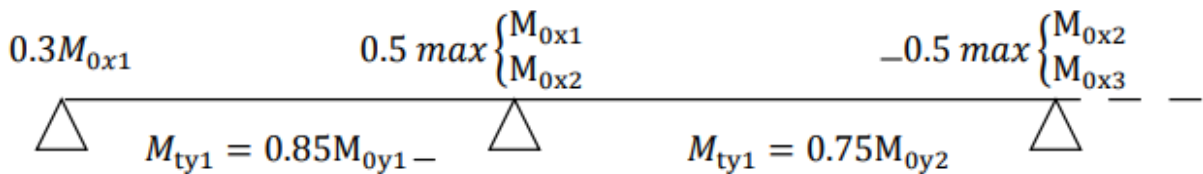


Fig III 11 : Distribution des moments du panneau sens X et Y.

3.2.2 Calcul des sollicitations :

Panneau plus sollicité :

$$L_x = 4.5 \text{ m} \quad / \quad L_y = 6.6 \text{ m}$$

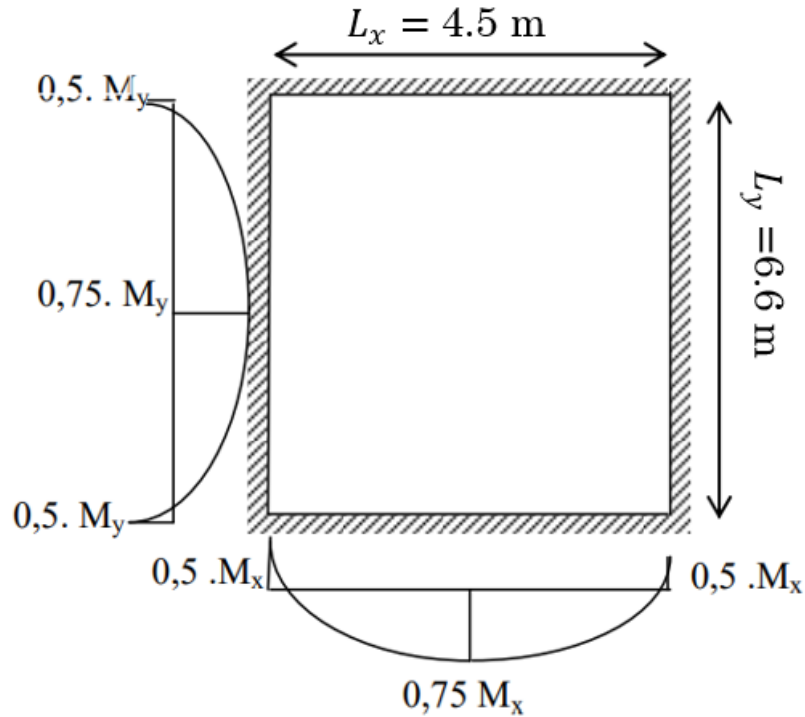


Fig III 12: Distribution des moments du panneau.

3.2.2.1 E.L.U :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{660} = 0.68 \approx 0.70$$

Donc du tableau U= 0 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{array} \right\}$$

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times p_u \times L_x^2 = 0.0683 \times 17.55 \times 4.5^2 = 24.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 0.436 \times 24.27 = 10.58 \text{ KN.m}$$

3.2.2.2 E.L.S :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{660} = 0.68 \approx 0.70$$

Donc du tableau U= 0.2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.585 \end{array} \right\}$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times p_{ser} \times L_x^2 = 0.0743 \times 12.45 \times 4.5^2 = 18.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} = 0.585 \times 18.73 = 10.95 \text{ KN.m}$$

3.2.3 Calcul des moments :

Sens X-X

$$\text{Travée} \begin{cases} 24.27 \times 0.75 = 18.20 \text{ KN.m} \\ 18.73 \times 0.75 = 14.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} 24.27 \times 0.5 = 12.13 \text{ KN.m} \\ 18.73 \times 0.5 = 9.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\text{Travée} \begin{cases} 10.88 \times 0.75 = 8.16 \text{ KN.m} \\ 10.95 \times 0.75 = 8.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} 10.88 \times 0.5 = 5.44 \text{ KN.m} \\ 10.95 \times 0.5 = 5.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Détermination des armatures :

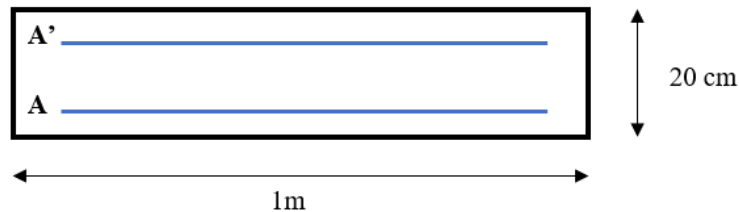


Fig III 13 : Section de calcul

3.2.3.1 Sens-Y :

En travée : E.L.U :

Sachant que : $b = 1\text{m}$, $h = 20\text{ cm}$, $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_b = 1.5$ enrobage $C = 2\text{cm}$ les deux sens
 $f_{bu} = 14.2\text{ mpa}$, $f_{ed} = 348\text{ mpa}$, $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ $f_e = 400\text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{8.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0177$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0177}) = 0.022$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.022)) = 0.178$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{8.16 \times 10}{0.178 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix $A_{tx}^u > 1.31 \text{ cm}^2$

$$A_{tx}^u = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

On prend $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

En appui : E.L.U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{5.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.014)) = 0.178$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{5.44 \times 10}{0.178 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Choix $A_{ax}^u > 0.87 \text{ cm}^2$ $A_{ax}^u = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

On prend $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : $\left. \begin{array}{l} A_a \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{array} \right\}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-4} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérifiée} \\ A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de disposition d'armature :

Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$h : 20 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y = \frac{b}{2}y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

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

$$y = 50y^2 + 67.8y - 1247.5 = 0$$

$$Y = 4.35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 4.35^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (18 - 4.35)^2 = 15375.66 \text{ cm}^4$$

$$\text{avec } \eta = 15 \quad \text{et} \quad A' = 0$$

$$\text{o Travée : } K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{14.04 \times 10^3}{15375.66} = 0.91$$

$$\text{o Appuis : } K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{9.36 \times 10^3}{15375.66} = 0.60$$

avec $\eta = 15$ et $A' = 0$

$$\text{o Travée : } \sigma_{bc} = K \times y = 4.35 \times 0.91 = 3.95 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\text{o Appuis : } \sigma_{bc} = K \times y = 4.35 \times 0.60 = 2.64 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification du contrainte max de l'acier : on doit vérifier $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \min \{ 266.66 \text{ MPa} ; \max(200 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}) \}$$

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

$$\text{Travée : } \sigma_s = \eta K(d - y) = 15 \times 1.003 \times (18 - 4.35) = 186 \text{ MPa}$$

$$\text{Appuis : } \sigma_s = \eta K(d - y) = 15 \times 0.68 \times (18 - 4.35) = 122.85 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \Rightarrow \text{Vérifiée}$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{660} = 0.03 \geq \frac{M_{st}}{20M_0} = \frac{12.13}{20 \times 24.27} = 0.025 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.2.3.2 Sens-X :

En travée : E.L.U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}^u}{bd_y^2 f_{bu}} = \frac{18.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu_{bu} = 0.039 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.050$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.050)) = 0.176$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{18.2 \times 10}{0.176 \times 348} = 2.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix } A_{ty}^u > 2.97 \text{ cm}^2 \quad A_{ty}^u = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En appui : E.L.U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}^u}{bd_y^2 f_{bu}} = \frac{12.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.026 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.033)) = 0.125$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{12.13 \times 10}{0.125 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix } A_{ay}^u > 1.96 \text{ cm}^2 \quad A_{ay}^u = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

$$\text{Condition de non fragilité : } \left\{ \begin{array}{l} A_a \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{array} \right\}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-4} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérifiée} \\ A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de disposition d'armature :

Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = \min(60cm ; 33cm) = 33cm$$

$$h : 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm) = \min(80cm ; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre :

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

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

$$y = 50y^2 + 67.8y - 1247.5 = 0 \quad Y = 4.35cm$$

$$I = \frac{100 \times 4.35^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (18 - 4.35)^2 = 15375.66 \text{ cm}^4$$

avec $\eta = 15$ et $A' = 0$

o Travée : $K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{14.04 \times 10^3}{15375.66} = 0.91$

o Appuis : $K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{9.36 \times 10^3}{15375.66} = 0.60$

avec $\eta = 15$ et $A' = 0$

o Travée : $\sigma_{bc} = K \times y = 4.35 \times 0.91 = 3.95 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$

o Appuis : $\sigma_{bc} = K \times y = 4.35 \times 0.60 = 2.64 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$

Vérification du contrainte max de l'acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad \eta = 1,6 \text{ pour } HA \geq 6 \text{ mm}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

$$\min\{266.66 \text{ Mpa} ; \max(200 \text{ Mpa} ; 202 \text{ Mpa})\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa}$$

$$\text{Travée : } \sigma_s = \eta K(d - y) = 15 \times 1.003 \times (18 - 4.35) = 186 \text{ MPa}$$

$$\text{Appuis : } \sigma_s = \eta K(d - y) = 15 \times 0.68 \times (18 - 4.35) = 122.85 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{660} = 0.03 \geq \frac{M_{St}}{20M_0} = \frac{12.13}{20 \times 24.27} = 0.025 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les deux conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Vérification à l'effort tranchant : on doit vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$

Sens X-X :

$$T_{uy} = \frac{p_u \times L_y}{2} = \frac{17.55 \times 6.6}{2} = 57.91 \text{ Kn}$$

$$\tau_{uy} = \frac{T_{uy}}{b_0 \times d} = \frac{5791}{1000 \times 184} = 0.032$$

$$\tau < \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Vérifiée}$$

Sens y-y

$$T_{uy} = \frac{p_u \times L_x}{2} = \frac{17.55 \times 6.6}{2} = 57.91 \text{ Kn}$$

$$\tau_{uy} = \frac{T_{uy}}{b_0 \times d} = \frac{5791}{1000 \times 184} = 0.032$$

$$\tau < \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Vérifiée}$$

3.2.4 Schéma de ferrailage pour plancher à dalle pleine :

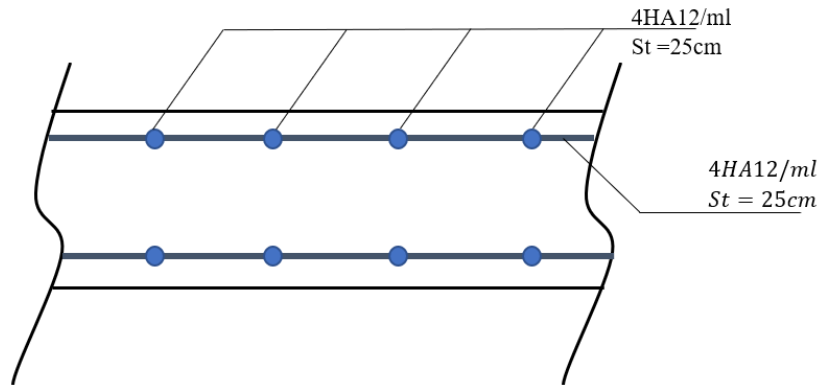


Fig III 14 : Coupe de ferrailage pour plancher à dalle pleine

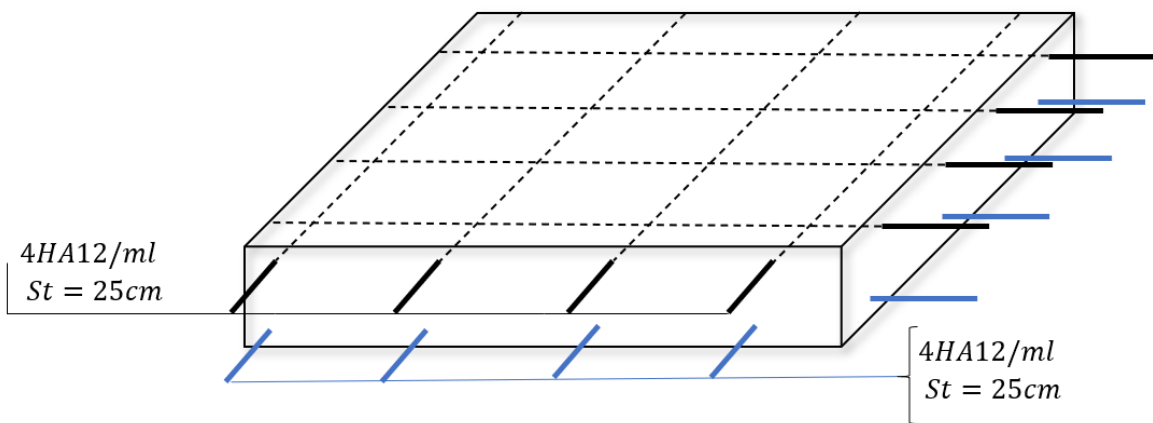


Fig III 15 : Coupe 2 de ferrailage pour plancher à dalle pleine.

CHAPITRE IV :

**Etude des éléments non
structuraux**

CHPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

4 Calcul des éléments non structuraux :

4.1 Introduction :

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

- Donc dans ce chapitre on fera l'étude de tous les éléments secondaires du bâtiment.

4.2 Balcons

Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastrée à son extrémité.

Dans notre bâtiment on a plusieurs balcons donc on prend la console ayant la plus grande portée.

Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m de longueur de **1.50 m** et d'épaisseur de **15 cm** le but est de calculer le ferrailage nécessaire pour la reprise des efforts et limité la flèche.

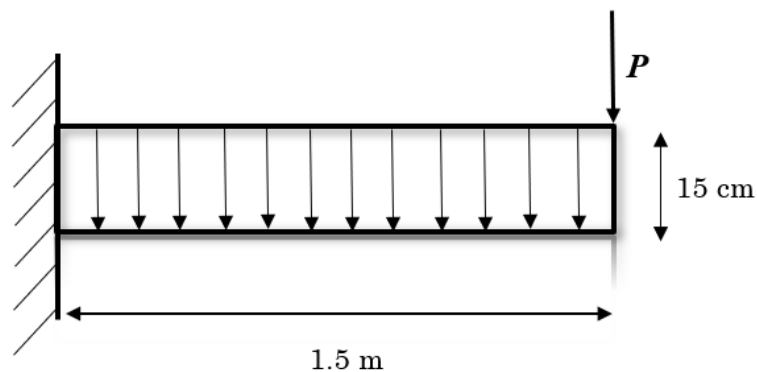


Fig IV 1 : Schéma statique de la dalle.

4.2.1 Les charges et les sollicitations :

Evaluation des charges

- ✓ Epaisseur de la dalle. $e = 15 \text{ cm}$

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanentes : $G_1 = 530 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/m}$
- Surcharges dû à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/m}$

4.2.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

Combinaison fondamentale :

- **ELU :**

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 \Rightarrow 1.35(5.3) + 1.5(3.5) = 12.405 \text{ KN.}$$

$$P_u = 1.35 G_2 \Rightarrow P_u = 1.35 (1) = 1.35 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1.5Q_2 = 1.5 (1) = 1.5 \text{ KN.}$$

- **ELS:**

$$q_s = G + Q \Rightarrow 5.30 + 3.5 = 8.8 \text{ KN.}$$

$$P_s = G_s \Rightarrow 1 \text{ KN.}$$

$$Q_s \Rightarrow Q_s = 1 \text{ KN.}$$

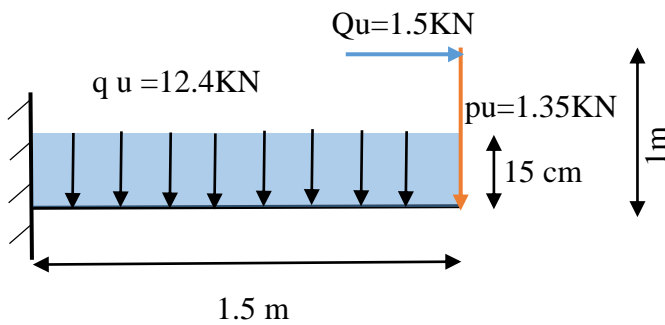


Schéma statique (ELU)

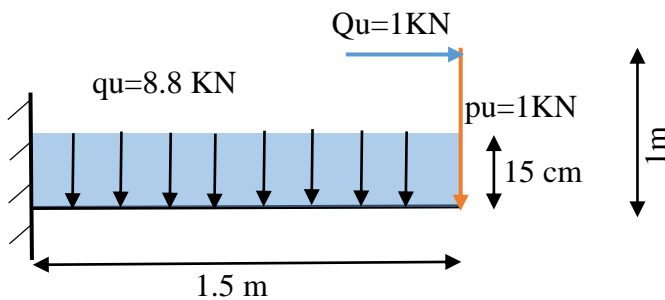


Schéma statique (ELS)

Les moments et Les efforts tranchants :

L'ELU :

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$ m :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - P_u x - Q_u(1) & M_u(0) = -1.5 \text{ KN.m} \\ M_u(x) = -6.2x^2 - 1.35x - 1.5 & M_u(1.5) = -17.47 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} T_u(x) = q_u x + P_u & T_u(0) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(x) = 12.4x + 1.35 & T_u(1.5) = 19.95 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

L'ELS :

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$ m :

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - P_s x - Q_s & M_s(0) = -1 \text{ KN.m} \\ M_s(x) = -4.4x^2 - x - 1 & M_s(1.5) = -12.4 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} T_s(x) = 8.8x + P_s & T_s(0) = 1 \text{ KN} \\ T_s(x) = 8.8x + 1 & T_s(1.5) = 14.2 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

Tableau IV 1 : Les valeurs des moments et des efforts tranchants pour les balcons.

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.5	X=0	X=1.5
T (x) KN	1.35	19.95	1	14.2
M (x) KN.	1.5	17.47	1	12.4

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

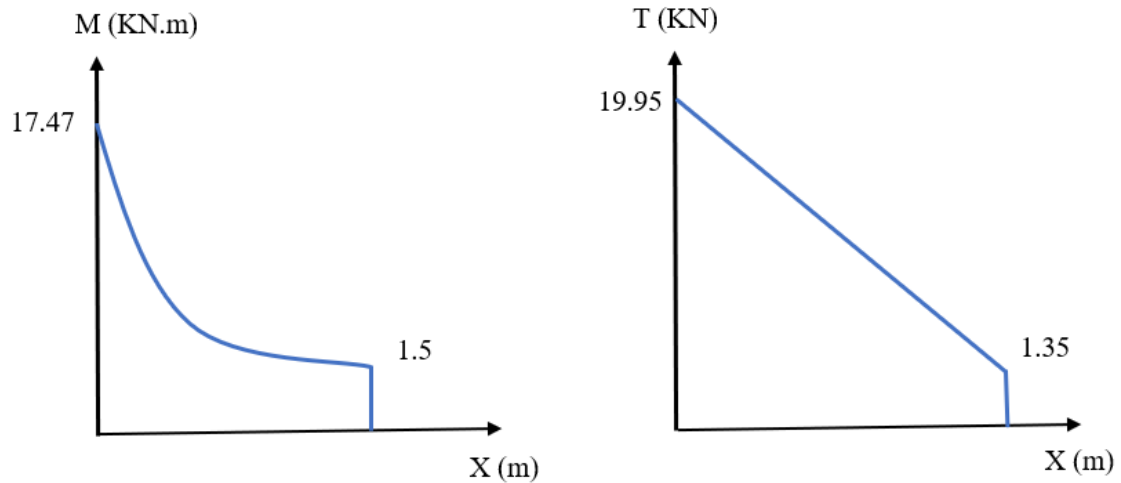


Fig IV 2: Diagramme des moment et effort tranchant à ELU.

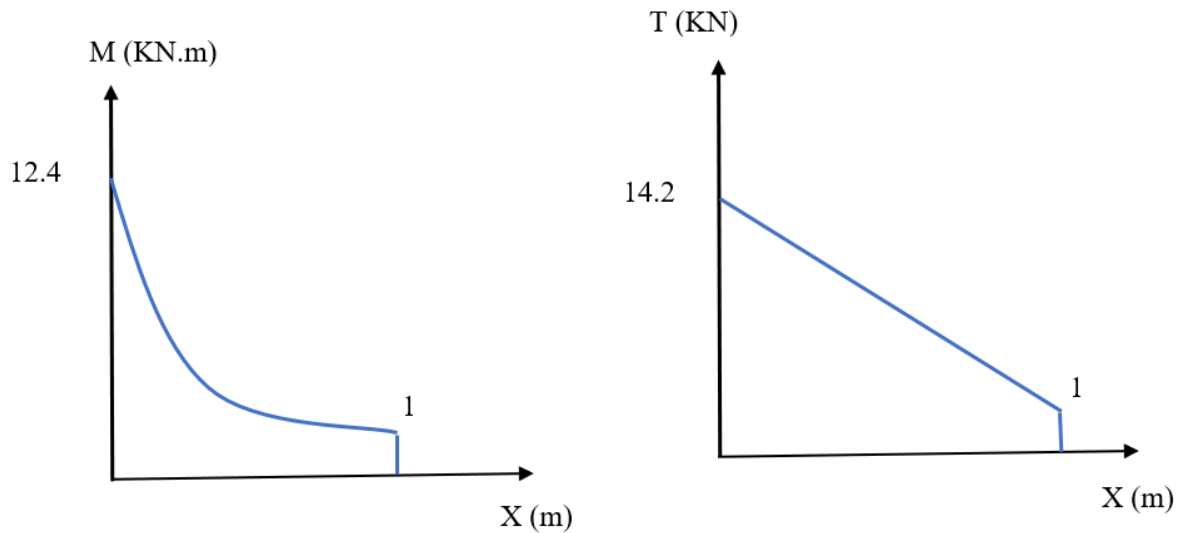


Fig IV 3 : Diagramme de moment et effort tranchant à ELU

4.2.3 Calcul du ferrailage :

4.2.3.1 Armatures principales :

Sachant que : $b = 1\text{m}$, $h = 15\text{ cm}$, $d = 0.9 h = 13\text{cm}$ et $M_u = 17.47\text{ KN.m}$

$f_{bu} = 14.2\text{ mpa}$, $f_{ed} = 348\text{ mpa}$, $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ $f_e = 400\text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire $(150 \times 15)\text{ cm}^2$

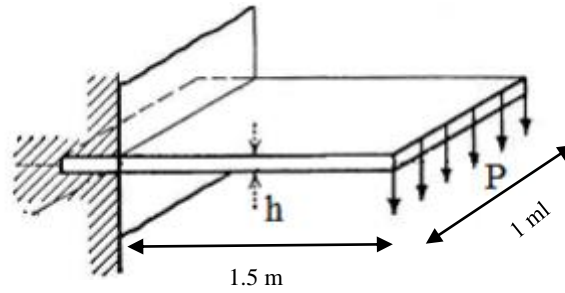


Fig IV 4 : Dimension du balcon

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{17.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.072$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.072}) = 0.093$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.13 (1 - (0.4 \times 0.093)) = 0.125 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{17.47 \times 10}{0.125 \times 348} = 4.01 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq 4.01 \text{ cm}^2$$

Donc : **5HA12** = 5.65 \Rightarrow A_u = **5.65 cm²** Avec un espacement : St = 20 cm

4.2.3.2 Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_u}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc : **5HA10** = 3.93 cm² Avec un espacement : St = 20 cm.

4.2.4 Vérifications :

fissuration est préjudiciable FP

4.2.4.1 Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité : $\left\{ \begin{array}{l} A_a \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{array} \right\}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 1.57 \times 10^{-4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 1.57 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérifiée} \\ A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 1.57 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right\}$$

B) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min(0.13f_{cj}; 5 \text{ MPA})$$

Tel que : $T_u^{max} = 19.95 \text{ KN}$

$$\tau = \min(0.13 \times 25 ; 5 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.153 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.153 < \bar{\tau} = 3.25 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_s = \frac{V_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement = 1,5 pour FeE400

$\sum U_i = n\pi\phi$ Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres

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

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.95 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times (5 \times 3.14 \times 0.012)} = 0.905 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_s = 0.905 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{array} \right\}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Vérification de disposition d'armature : selon BAEL

Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(2h; 25\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 25\text{cm}) = 30\text{cm}$$

H : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

4.2.4.2 Vérification à L'ELS

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre : avec $\eta = 15$ et $A' = 0$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A \times (d - y)^2 \quad y = \frac{b}{2} y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

$$y = 50y^2 + 84.75y - 1144.5 = 0 \quad Y = 5.69$$

$$I = \frac{100 \times 5.69^3}{3} + 15 \times 5.69 \times (15 - 5.69)^2 = 13538.47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{12.4 \times 10^3}{13538.47} = 0.915$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 5.69 \times 0.915 = 5.21 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable FP (extérieur, condensation)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \eta = 1,6 \text{ pour HA} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \min \{ 266.66 \text{ Mpa} ; \max(200 \text{ Mpa} ; 202 \text{ Mpa}) \}$$

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

$$\sigma_s = \eta K (d - y) = 15 \times 0.91 (13 - 5.69) = 99.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 99.78 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq 0.062 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right\}$$

Conclusion :

- Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, car toutes les conditions sont vérifiées

4.2.5 Schéma de ferrailage de la dalle :

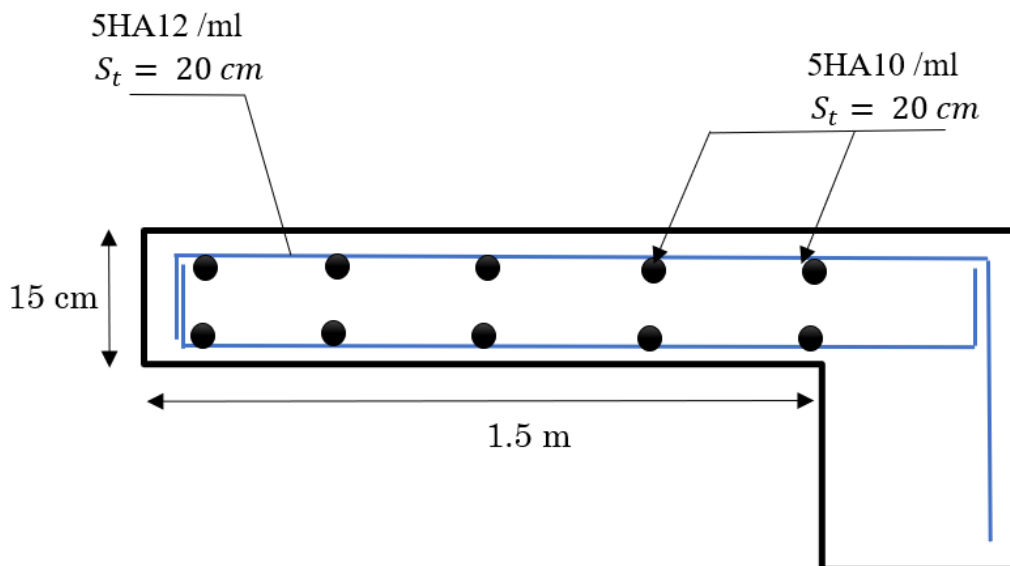


Fig IV 5: Schéma de ferrailage de balcon.

4.3 L'acrotère :

Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

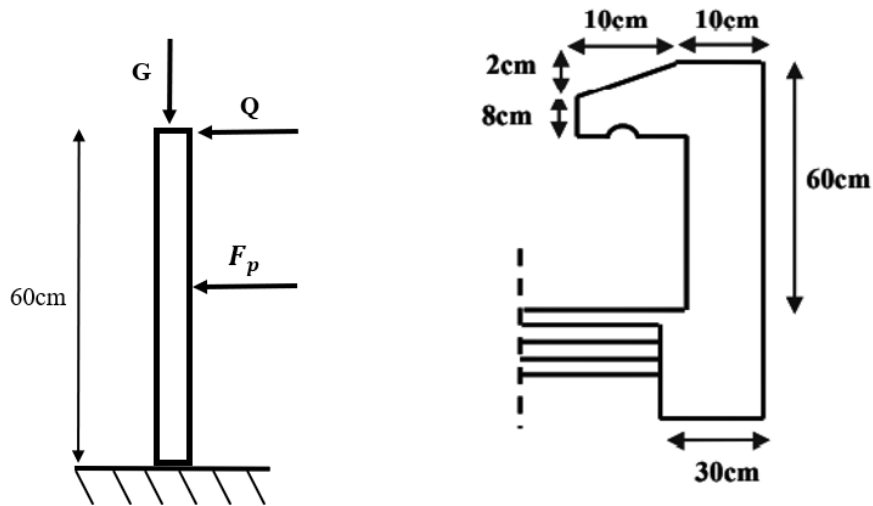


Fig IV 6 : Modèle de calcul de l'acrotère et Coupe transversale de l'acrotère.

Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée

4.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_{\text{béton}} \times S.$$

$$\rho = 25 \text{ KN/ml} \text{ et } S = 0,069 \text{ m}^2 \rightarrow G = \rho_{\text{béton}} \times S = 1.72 \text{ KN/ml}$$

Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.72 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = \max (1 \text{ KN/ml}, F_p)$$

- La force sismique F_p :

La force sismique est donnée par la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3)

Donc on aura

$A = 0.25$ (zone III, Groupe d'usage 2) : Coefficient d'accélération

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003) : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$W_p = 1.72$ KN/ml : Poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.72 = \frac{1.37 \text{ kn}}{\text{ml}}$$

Donc la surcharge d'exploitation est $Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p) \rightarrow Q = 1.376$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.376 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_q = Q \times H \times 1 = 0.82 \text{ KN}$

4.3.2 Combinaison de sollicitation :

➤ ELU :

Effort normal : $N_u = 1.35 \times N_g = 2.32 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \times M_q = 1.23 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T = 2.064 \text{ KN}$

ELS :

Effort normal : $N_s = N_G = 1.72 \text{ KN}$

Moment d'encastrement $M_s = M_Q = 0.82 \text{ KN.m}$

Effort tranchant $T_s = T = 1.376 \text{ KN}$

Tableau IV 2: Les sollicitations agissantes sur l'acrotère

	N (KN)	M (KN.M)	T (KN)
Etat limite ultime	2.32	1.23	2.064
Etat limite service	1.72	0.82	1.376

Ferraillage

4.3.3 Calcul du ferraillage à L'ELU :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm² soumise à la flexion composée.

Avec :

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur de la section : 100cm

- c et c' : Enrobage : 2cm
- $d = h - c$: Hauteur utile
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

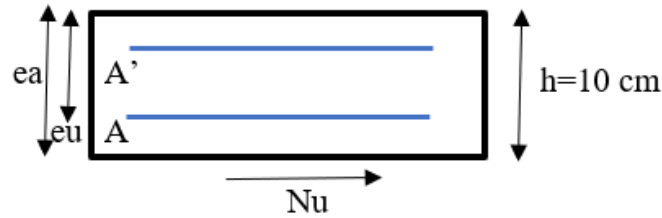


Fig IV 7: Section obtenue pour le ferrailage.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.23 \times 10^2}{2.32} = 53.01 \text{ cm} \approx 53 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Calcul en flexion simple

Moment fictif :

On a

$$N_u = 2.32 \text{ KN}$$

$$e_f = e_u + h/2$$

$$c = 54 + 10/2 - 2 = 56 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u \times e_f \rightarrow M_f = 2.32 \times 0.56 = 1.29 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ mpa}, \quad f_{ed} = 348 \text{ mpa}, \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$M_f = 1.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.187 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (section simplement armée) (Pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.0138$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.994$$

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.29 \times 10}{0.994 \times 0.08 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma} = 0.46 - \frac{2.32 \times 10^3}{384 \times 10^2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ tel que $A_s > 0.39$

Les Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

4.3.4 Vérification à l'ELU :

selon BAEL (La fissuration est préjudiciable).

Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité $A_t \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \frac{47 - 0.45 \times 8}{47 - 0.185 \times 8}$$

$$A_{min} = 0.91 \times 10^{-4} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.82}{1.72} = 0.47$$

$$A_{min} = 0.91 \text{ cm}^2 > A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculé à L'ELU, alors on adoptera :

$A_s = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ tel que $A_s > A_{min} > 0.39$ pour vérifier la condition de non fragilité

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.91 \text{ cm}^2 = A_{min}$$

Vérifiée

Vérification de au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91):

On a ($T_{u,max} = 2.064 \text{ KN}$)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPA}\right)$$

Tel que : $T_u^{max} = 2.064 \text{ KN}$

$$\tau = \min(0.1 \times 25 ; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{2.064 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.026 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.026 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

○ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_s = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s=1,5$ pour FeE400

$\sum U_i = n\pi\phi$ Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres

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

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.064 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.10 \times (4 \times 3.14 \times 0.008)} = 0.256 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_s = 0.256 \text{ MPA} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

4.3.5 Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme *préjudiciable*, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

Dans le béton :

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

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d)^2] \text{ (Moment d'inertie)}$$

y : position de l'axe neutre

Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A+A')y - 30(dA+d'A') = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.91 \text{ cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_s(y - d)^2]$$

$$\rightarrow I = 1350.46cm^4$$

$$K = \frac{0.82 \times 10^{-3}}{1350 \times 10^{-8}} = 60.74 \frac{MPa}{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.0191 \times 60.74 = 1.16 MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa > \sigma_{bc} = 1.16MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta x f_{t28}})\right) = \{226.6 MPa ; \max(200 MPa, 201.6MPa)\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.6 MPa.$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \text{ tel que } n=15 \quad \sigma_s = 15 \times 60.7(0.08 - 0.0191) \text{ tel que } n=15$$

$$\sigma_s = 55.44 \leq \overline{\sigma}_s = 201.6MPa \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'écartement des barres :

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = 30cm$$

$$\text{On prend } S_t = 25cm < 30cm \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm) = 40cm$$

$$S_t = 15cm < 40cm \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.3.6 Schéma de ferrailage :

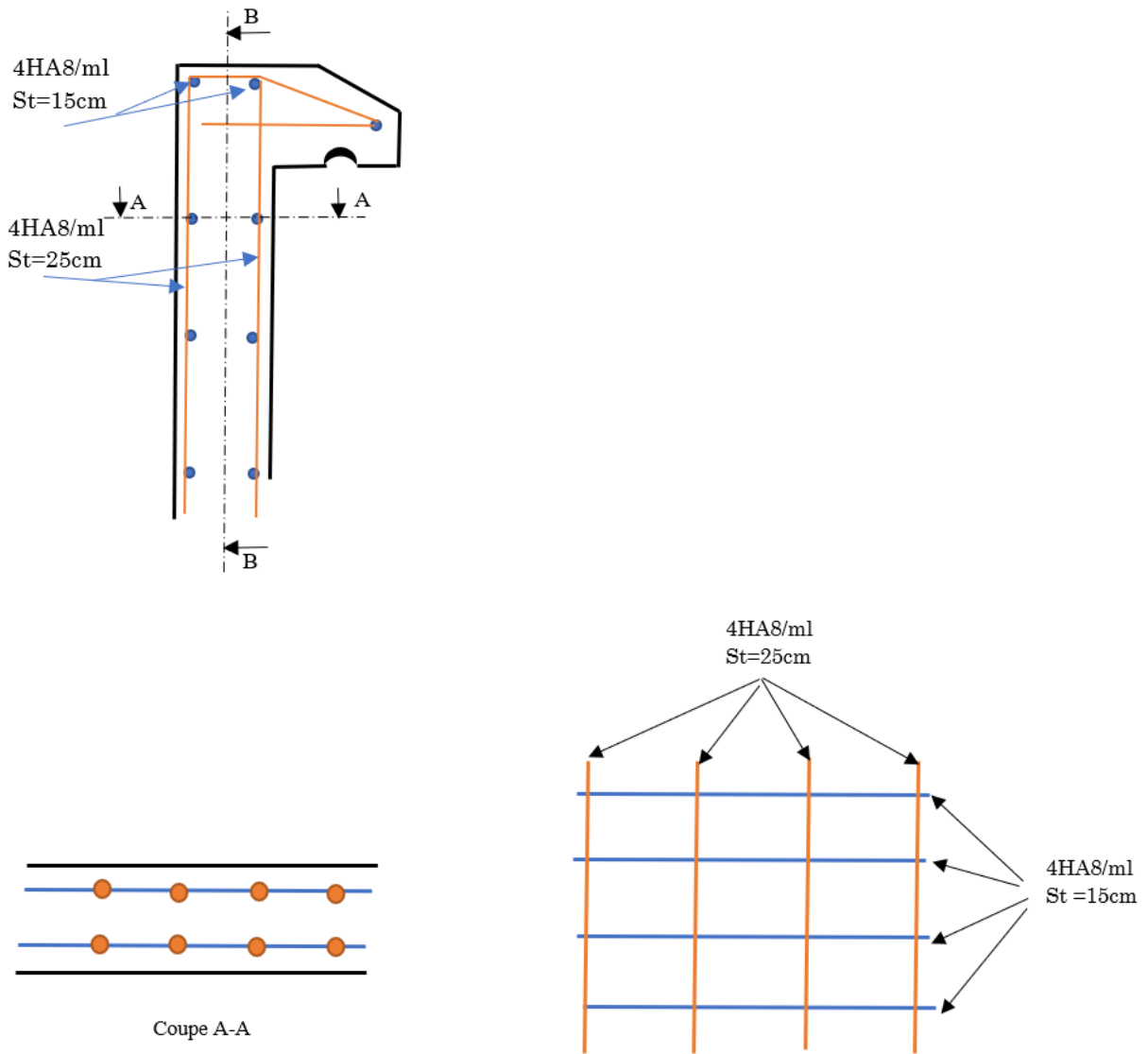


Fig IV 8: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

4.4 Etude de la salle machine :

Plancher à dalle pleine (ascenseur) :

4.4.1 Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ Le treuil de levage.
- ✓ La cabine.
- ✓ Le contre poids.

Dans notre projet, l'ascenseur est réservé principalement pour le transport des personnes, La classe de l'ascenseur est définie selon DTU. 75 1 types 1 de classe 1 : ascenseur destiné au transport des personnes selon :

- La norme française **NF-P82-209**.

4.4.2 Dimensions :

La charge nominale est de 630 kg caractérisé par une surface utile maximale de : $1,35 \times 1,30$ transportant 8 personnes au maximum, en assurant la protection contre le bruit et le feu, et selon le prédimensionnement fait l'épaisseur de la dalle machine est de 20cm avec une vitesse de gaine supérieure à 1 m/s.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie le treuil. Soit :

- P_m : « poids mort » ; c'est le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine.
- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.
- M_g : la masse des câbles.

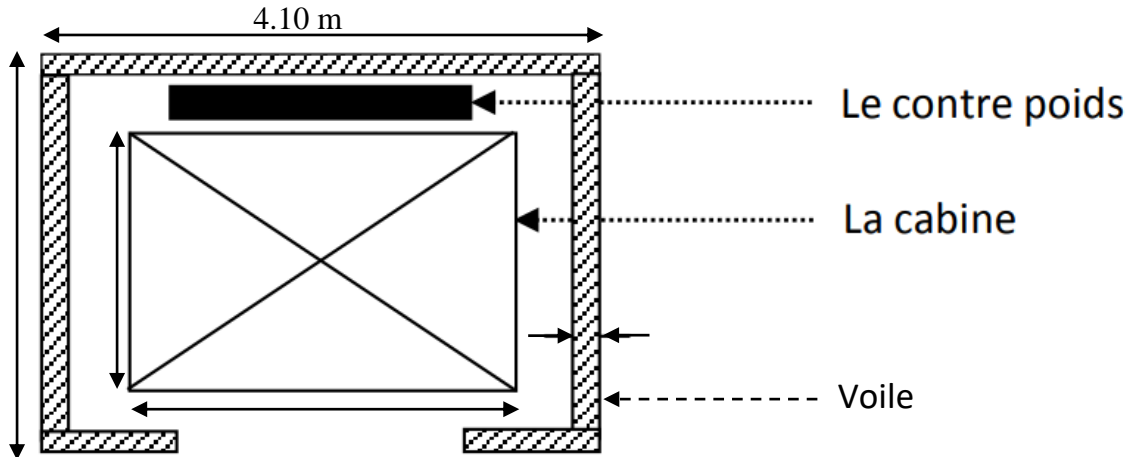


Fig IV 9: constituants essentiels et dimensions de l'ascenseur

4.4.3 Evaluation des charges :

Le poids mort total est :

$$P_m = \sum M_i \rightarrow P_m = 2342,5 \text{ kg.}$$

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2}$$

$$P_p = 2342,5 + 630/2 = 2657.5 \text{ kg}$$

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble.

n: le nombre des câbles.

L : la longueur du câble.

$$M_g = 0.512 \times 4 \times 37.7 = 38.6 \text{ KG}$$

$$\text{Prenant : } P_{(\text{treuil} + \text{moteur})} = 1200 \text{ kg.}$$

Charge permanent G :

$$G = P_m + P_p + P_{(\text{treuil} + \text{moteur})} + M_g = 2342,5 + 2657.5 + 1200 + 38.6$$

$$G = 6238.6 \text{ Kg} = 62.38 \text{ KN} = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation Q :

$$Q = 630 \text{ kg} = 6.3 \text{ KN/m}^2$$

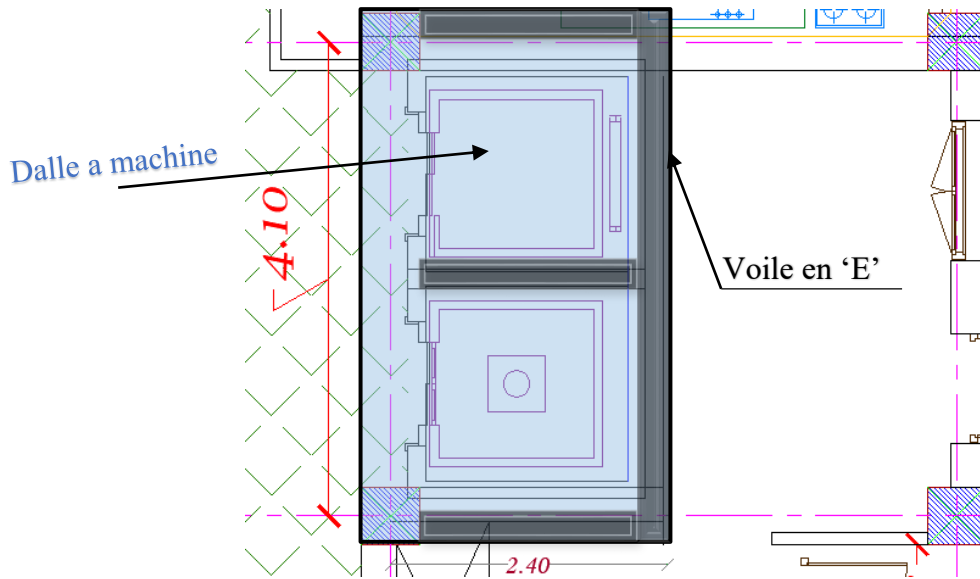


Fig IV 10: Dimension dalle et disposition des voiles

Etude du plancher :

4.4.4 Vérification de poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

$$Q_u = 1.5G + 1.5Q \Rightarrow 1.35 \times 6.33 + 1.5 \times 6.30 \Rightarrow Q_u = 17.99 \text{KN/m}^2$$

$$Q_s = G + 1.5 \Rightarrow 6.33 + 630 \Rightarrow Q_s = 12.63 \text{KN/m}^2$$

Avec Q_u est la charge appliquée sur chaque appui :

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{17.99}{4} = 4.49 \text{KN}$$

$$q_s = \frac{Q_s}{4} = \frac{12.63}{4} = 3.15 \text{kN}$$

Selon le BAEL91, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_u \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tel que :

q_u : la charge de calcul visàvis de l'état limite ultime $q_u = 17.99 \text{KN/m}^2$

h_0 : l'épaisseur totale de la dalle = 20 cm.

μ_u : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

u, v : représentent les cotes du rectangle ($u//L_x$ et $v//L_y$)

La charge q_u est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} u = a + \frac{2 \times h_0}{2} = 10 + \frac{2 \times 20}{2} = 30 \text{ cm} \\ v = b + \frac{2 \times h_0}{2} = 10 + \frac{2 \times 20}{2} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_\mu = 2(u + v) = 2(30 + 30) = 120 \text{ cm}$$

Donc

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_\mu \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$17.99 \leq 0.045 \times 1.2 \times 0.2 \times \frac{25000}{1.5} = 180 \text{ KN } \textit{Vérifiée}$$

Conclusion : la Condition de non poinçonnement est vérifiée donc la dalle résiste.

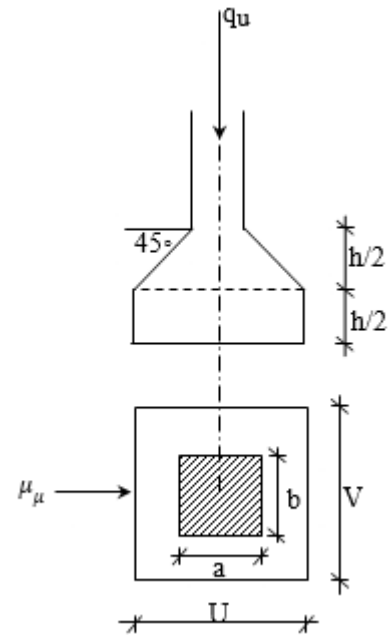


Fig IV 11: Schéma de la surface d'impact.

4.4.5 Calcul des sollicitations :

Calcul des moments dû aux charges concentrées :

L'aide des abaques de **PIGEAUT** l'étude des dalles soumises à des charges localisées est possible en plaçant les charges au centre donc les moments seront comme suit par mètre linéaire (ml) :

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

À ELU :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

À ELS :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2M_1)$$

Les résultats des moments des tous les rectangles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV 3: Valeurs des moments d'ascenseur.

	u	v	Q_u (KN/m ²)	Q_u (KN/m ²)	M_x (KN.m)	M_x (KN.m)
Valeurs	0.2	0.2	17.99	12.36	0.116	0.204

4.4.6 Evaluation des moments sous charge réparties du poids propres :

Poids propres : $G = 0.20 \times 25 = 5KN/m$.

Charge d'exploitation : $Q = 1 KN/m$.

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \Rightarrow (1.35 \times 5 + 1.5 \times 1) \Rightarrow q_u = 8.25 KN/ml$$

$$q_{ser} = (G + Q) \Rightarrow (5 + 1) \Rightarrow q_{ser} = 6 KN/ml$$

$$L_x = 2.4 m$$

$$L_y = 4.1 m$$

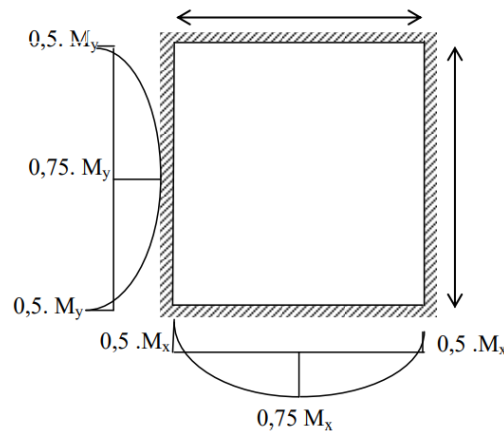


Fig IV 12 Moment de la dalle machine.

E.L.U :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.4}{4.1} = 0.58 \approx 0.60 \geq 0.4 \quad \text{la dalle portante dans les deux sens.}$$

Donc du tableau $v = 0$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{array} \right\}$$

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times q_u \times L_x^2 = 0.0812 \times 8.25 \times 2.4^2 = 3.85 KN.m$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 0.305 \times 3.85 = 1.17 KN.m$$

E.L.S :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{240}{410} = 0.58 \approx 0.60$$

Donc du tableau $\nu = 0.2$:

$$\mu_x = 0.0861$$

$$\mu_y = 0.476$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0861 \times 6 \times 2.4^2 = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} = 0.476 \times 2.97 = 1.41 \text{ KN.m}$$

4.4.7 Calcul des moments : ELU et ELS

Sens X-X

$$\text{Travée} \begin{cases} 3.85 \times 0.75 = 2.88 \text{ KN.m} \\ 2.97 \times 0.75 = 2.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} 3.85 \times 0.5 = 1.925 \text{ KN.m} \\ 2.97 \times 0.5 = 1.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\text{Travée} \begin{cases} 1.17 \times 0.75 = 0.87 \text{ KN.m} \\ 1.41 \times 0.75 = 1.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appuis} \begin{cases} 1.17 \times 0.5 = 0.585 \text{ KN.m} \\ 1.41 \times 0.5 = 0.705 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.4.8 Calcul de ferrailage :

Le moment de ferrailage est la somme des 2 moment calculé.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml qui est soumis à la flexion simple.

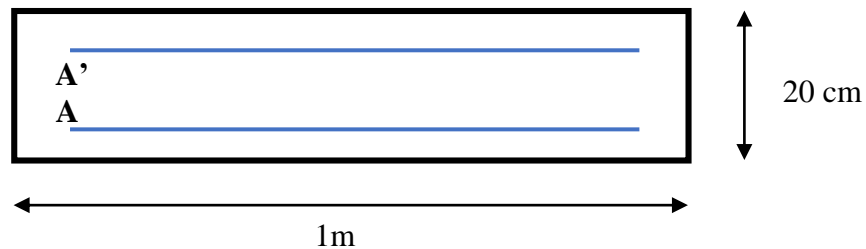


Fig IV 13: Section de calcul.

Calcul exemplaire : E.L.U :

Sens-X :

En travée :

Sachant que : $b = 1\text{m}$, $h = 20\text{ cm}$, $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_b = 1.5$ enrobage $C = 2\text{cm}$ les deux sens
 $f_{bu} = 14.2\text{ mpa}$, $f_{ed} = 348\text{ mpa}$, $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ $f_e = 400\text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{0.97.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0021$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0021}) = 0.0026$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.0026)) = 0.179$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{0.97 \times 10}{0.179 \times 348} = 0.160 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix $A_{ty}^u > 0.160 \text{ cm}^2$

$$A_{ty}^u = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

On prend $S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$

Tableau IV 4: Ferrailage de la dalle machine.

	Sens	M_u (kn.m)	μ_{bu}	α_u	Z_b	A_s
Travée	X-X	0.97	0.0021	0.0026	0.179	5HA10
	Y-Y	1.074	0.0023	0.0029	1.78	5HA10
Appuis	X-X	2.031	0.0043	0.0050	1.76	5HA10
	Y-Y	0.789	0.0017	0.0024	1.75	5HA10

4.4.9 Schéma de ferrailage de la dalle machine :

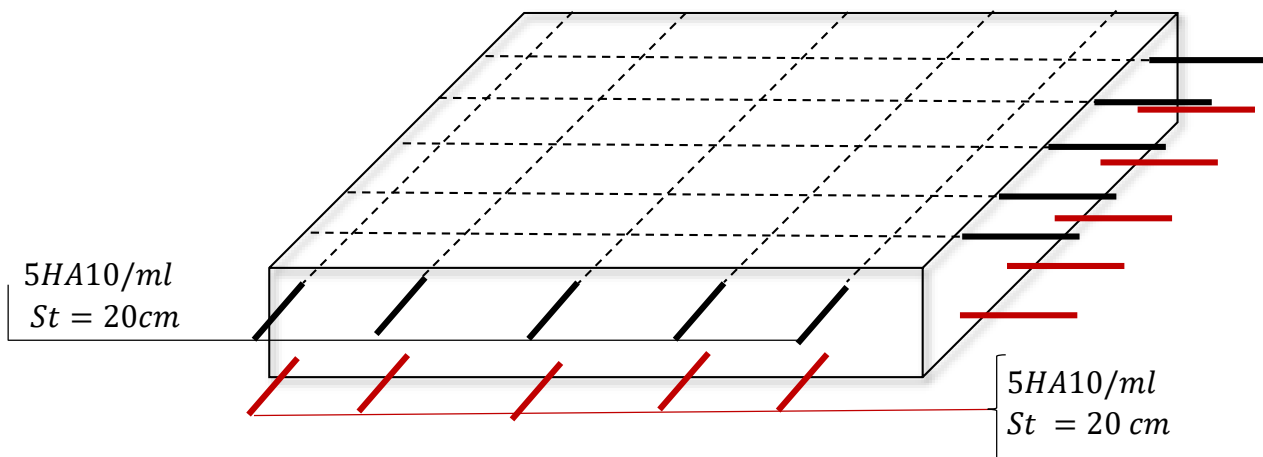


Fig IV 14: ferrailage de la dalle machine.

4.5 Etude Escaliers :

Calcul des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

(e = 18 cm)

Tableau IV 5: Charge d'escalier.

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m ²]	8.86	6.15
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5

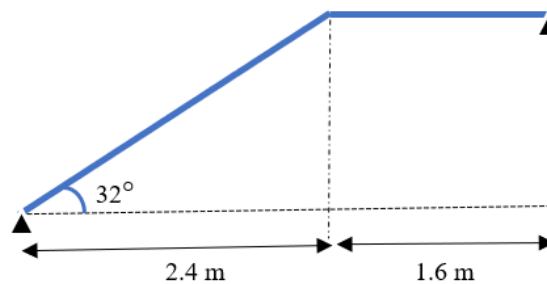


Fig IV 15 : Schéma statique d'escalier volée 1.

4.5.1 Calcul des sollicitations :

L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Paillasse : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.86 + 1.5 \times 2.5 = 15.71 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Palier de repos} = P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.15 + 1.5 \times 2.5 = 12.14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

L'ELS :

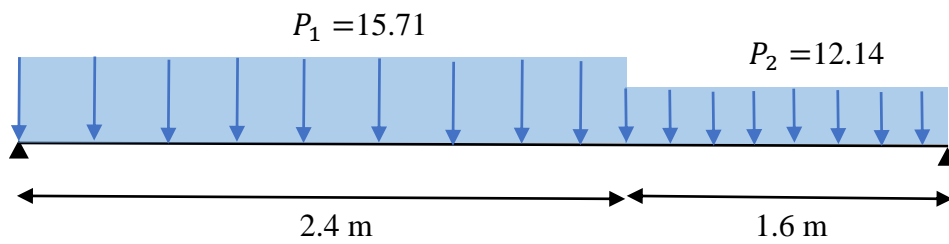
$$P_u = G + Q$$

$$\text{Paillasse : } P_u = G + Q = 8.86 + 2.5 = 11.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

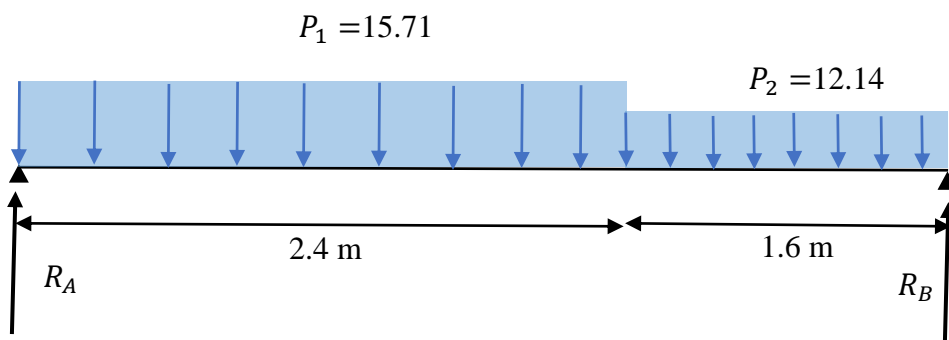
$$\text{Palier de repos} = P_u = G + Q = 6.15 + 2.5 = 8.65 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Calcul des sollicitations :

ELU : Schéma statique escalier.



4.5.2 Calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = P_1 \times 2.4 + P_2 \times 1.6$$

$$R_A + R_B = 15.71 \times 2.4 + 12.14 \times 1.6 = 56.96KN$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow (R_B \times 4) - (P_1 \times 2.4 \times (\frac{2.4}{2})) - (P_2 \times 1.6 \times (2.4 + \frac{1.6}{2})) = 0$$

$$R_B = \frac{15.71 \times 2.4 \times 1.2 + 12.14 \times 3.2 \times 1.6}{4} = 26.7KN$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow (R_A \times 4) - (P_1 \times 3.2 \times 2.4) - (P_2 \times 1.6 \times 0.8) = 0$$

$$R_A = \frac{15.71 \times 2.4 \times 2.8 + 12.14 \times 0.8 \times 1.6}{4} = 30.2KN$$

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$:

$$T(x) = R_A - P_1 X$$

$$T(x) = 30.2 - 15.71 X$$

$$T(0) = 30.2 \text{ KN}$$

$$T(2.4) = -7.48 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A X - P_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 30.2 X - 15.71 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2.4) = 27.23 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.6 \text{ m}$:

$$T(x) = -R_B + P_2 X$$

$$T(x) = -26.7 + 12.14 X$$

$$T(0) = -26.7$$

$$T(1.6) = -7.3 \text{ KN}$$

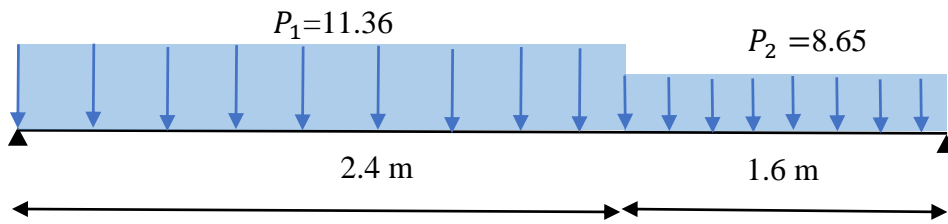
$$M(x) = R_B X - P_2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 26.7 X - 12.14 \frac{x^2}{2}$$

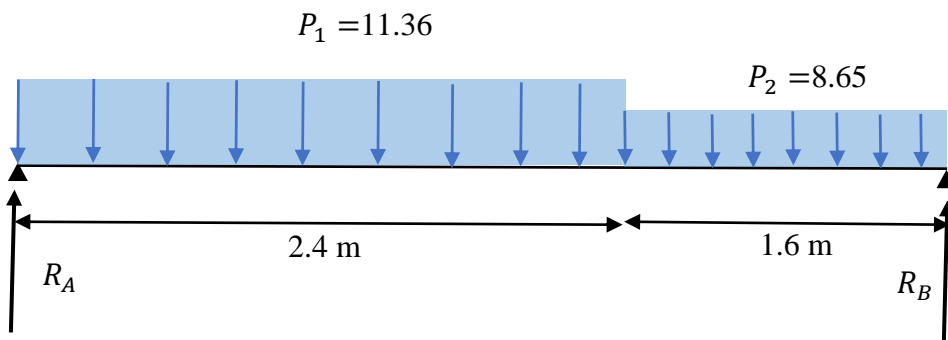
$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.6) = 27.2 \text{ KN.m}$$

ELS:



Calcul des réactions :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = P_1 \times 2.4 + P_2 \times 1.6$$

$$R_A + R_B = 11.36 \times 2.4 + 8.65 \times 1.6 = 41 \text{KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow (R_B \times 4) - (P_1 \times 2.4 \times (\frac{2.4}{2})) - (P_2 \times 1.6 \times (2.4 + \frac{1.6}{2})) = 0$$

$$R_B = \frac{11.36 \times 2.4 \times 1.2 + 7.9 \times 3.2 \times 1.6}{4} = 19.7 \text{KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow (R_A \times 4) - (P_1 \times 3.2 \times 2.4) - (P_2 \times 1.6 \times 0.8) = 0$$

$$R_A = \frac{11.36 \times 2.4 \times 2.8 + 7.9 \times 0.8 \times 1.6}{4} = 21.9 \text{KN}$$

4.5.3 Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$:

$$T(x) = R_A - P_1 X$$

$$T(x) = 21.9 - 11.36 X$$

$$T(0) = 21.61 \text{KN}$$

$$T(2.4) = -5.4 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A X - P_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 21.9X - 11.36 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2.4) = 19.8 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.6 \text{ m}$:

$$T(x) = -R_B + P_2 X$$

$$T(x) = -19.7 + 8.6 X$$

$$T(0) = -19.7$$

$$T(1.6) = -5.9 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B X - P_2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 19.7 X - 8.65 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.6) = 20.5 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

ELU :

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.15 M \text{ max} = -0.15 \times 27.23 = -4.08 \text{ KN.m}$$

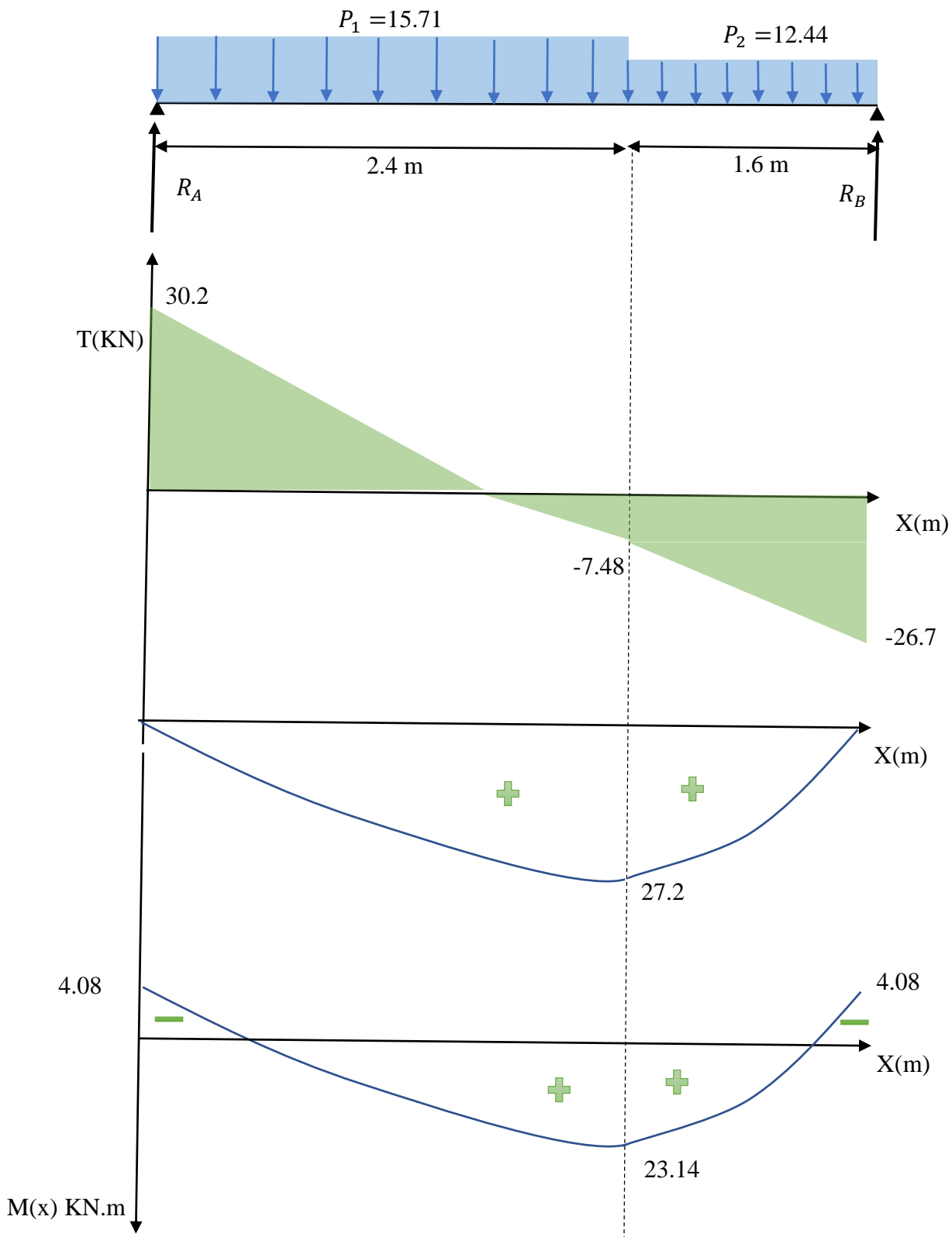
$$\text{En travées : } M_{ut} = 0.85 M \text{ max} = 0.85 \times 27.23 = 23.14 \text{ KN.m}$$

ELS :

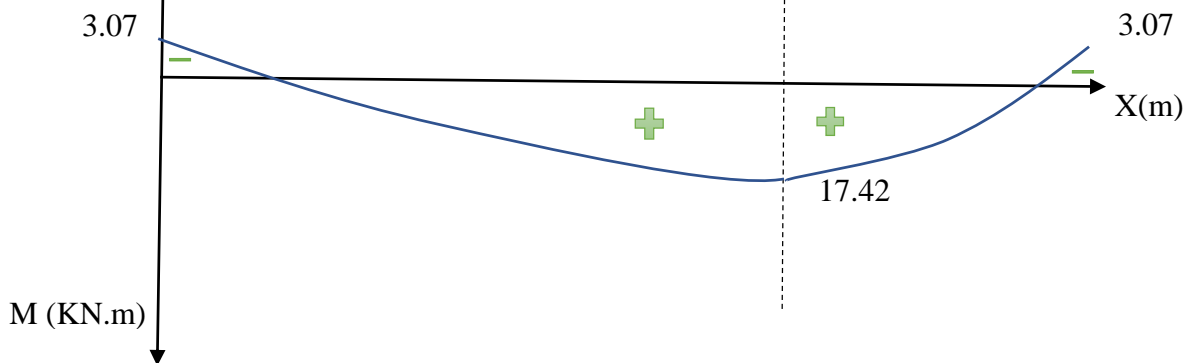
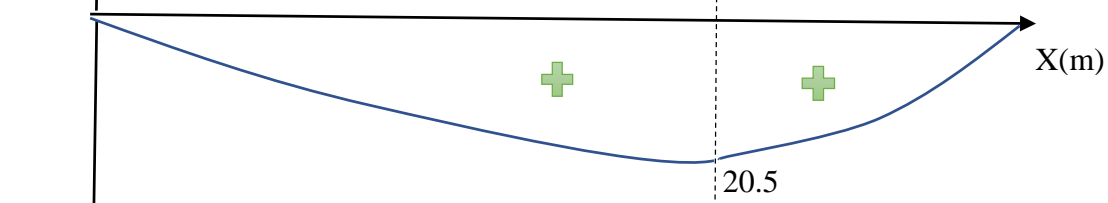
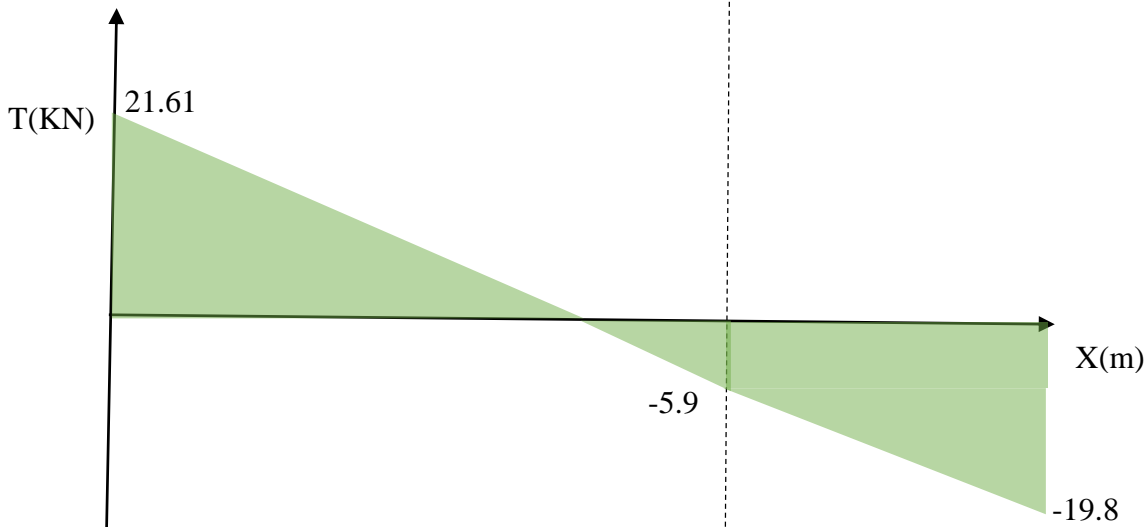
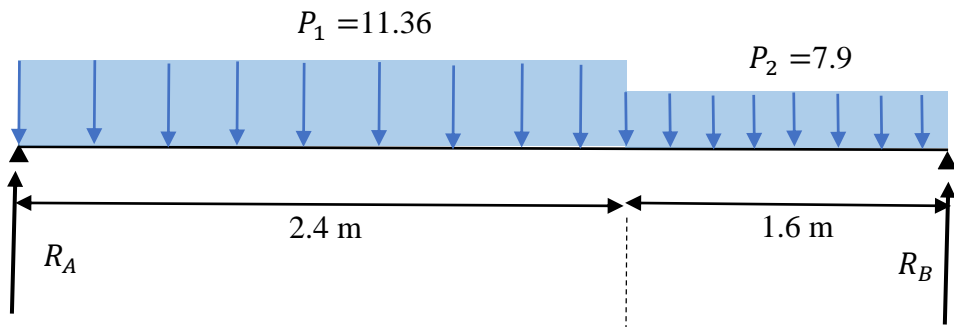
$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = -0.15 M \text{ max} = -0.15 \times 20.5 = -3.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{st} = 0.85 M \text{ max} = 0.85 \times 20.5 = 17.42 \text{ KN.m}$$

ELU :



ELS :



4.5.4 Calcul Ferrailage d'escaliers :**Calcul a ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (FPP). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

Calcul des armatures :**En travée :**

- Armature longitudinale :

Sachant que : $b = 1\text{m}$, $h = 18\text{cm}$, $d = 0.9 h = 16\text{cm}$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_b = 1.5$

$f_{bu} = 14.2\text{ mpa}$, $f_{ed} = 348\text{ mpa}$, $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ $f_e = 400\text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{23.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_{bu} = 0.062 < 0.187 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ ((section simplement armée).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.08$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.16 (1 - (0.4 \times 0.08)) = 0.154$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{23.14 \times 10}{0.154 \times 348} = 4.31\text{cm}^2$$

Choix des armatures longitudinale en travée selon de tableau des armatures pour que

$$A_t \geq 4.31\text{ cm}^2$$

Donc : On adopte **5HA12** = 5.65 $\Leftrightarrow A_u = 5.65\text{ cm}^2$

Avec un espacement : $St = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA10} = 3.14 \Leftrightarrow A_{rep} = 3.14\text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

En appuis :

- Armature longitudinale :

$$M_{0,appui} = -0.15 \times 27.23 = 4.08\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_0}{bd^2f_{bu}} = \frac{4.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.187 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ ((section simplement armée).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.0138$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.16 (1 - (0.4 \times 0.0138)) = 0.151 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{4.08 \times 10}{0.151 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures longitudinale en appuis selon de tableau des armatures pour que

$$A_a \geq 0.77 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte **5HA10** = 3.93 cm² $\Rightarrow A_a = 3.93 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

o Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } \mathbf{4HA10} = 3.14 \Rightarrow A_{rep} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Tableau récapitulative du ferrailage :

Tableau IV 6: Ferrailage obtenu pour l'escalier.

	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adopée}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix	S_t	A repartion (cm ²)	Choix	S_t
Appuis	0.77	3.93	1.93	5HA10	20	3.14	4HA10	25
Travée	4.31	5.65	1.93	5HA12	20	3.14	4HA10	25

4.5.5 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq A_{min} \quad (\text{Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99}) \\ A_{rep} \geq A_{min} \end{array} \right\}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.16 \times 2.1}{400} = 1.93 \times 10^{-4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 1.93 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérfifiée} \\ A_{rep} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.93 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérfifiée} \end{array} \right\}$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 1.93 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérfifiée} \\ A_{rep} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.93 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérfifiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

On a ($T_{u,max} = 30.2$ KN)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPA}\right)$$

Tel que : $T_u^{max} = 30.2$ KN

$$\tau = \min(0.1 \times 25; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{30.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.187 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.187 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_s = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$\sum U_i = n\pi\phi$ Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres

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

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.2 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16 \times (5 \times 3.14 \times 0.01)} = 1.51 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_s = 1.51 \text{ MPA} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Vérification de disposition d'armature :**Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec h : l'épaisseur de la paillasse = 18cm

$$\text{En travée : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(72 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

Influence sur le béton :(Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

On doit avoir que :

$$T_{u,max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec : $a = 0.9d = 0.9 \times 0.16 = 14.4\text{cm}$ ((longueur de l'appui)

$$T_{u,max} = 30.2\text{KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 14.4 \times 10 = 956\text{KN}$$

$$T_{u,max} = 30.2 \leq \bar{T}_u = 956\text{KN} \quad \Leftrightarrow \text{Vérifiée}$$

4.5.6 Vérification à L'ELS :**Contrainte de compressions dans le béton** (La fissuration est peu nuisible)On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad \text{et} \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A \times (d - y)^2 \quad y = \frac{b}{2}y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$$

$$y = 50y^2 + 84.75y - 1372.98 = 0$$

$$Y = 4.46\text{cm}$$

$$I = \frac{100 \times 5.65^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (16.2 - 4.46)^2 = 17494.8\text{cm}^4$$

$$\text{avec } \eta = 15 \quad \text{et} \quad A' = 0$$

$$\circ \quad K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{17.42 \times 10^3}{17494.8} = 0.99$$

$$\text{avec } \eta = 15 \quad \text{et} \quad A' = 0$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 4.46 \times 0.99 = 4.41 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \Leftrightarrow \text{Vérifiée}$$

Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

$$\frac{h}{L} = \frac{136}{240} = 0.56 \geq \frac{M_s}{18M_u} = \frac{20.5}{18 \times 27.23} = 0.041 \quad \Leftrightarrow \text{Vérifiée}$$

Avec h : hauteur de la cage d'escalier

L : la distance entre appuis

La condition étant satisfaisant, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

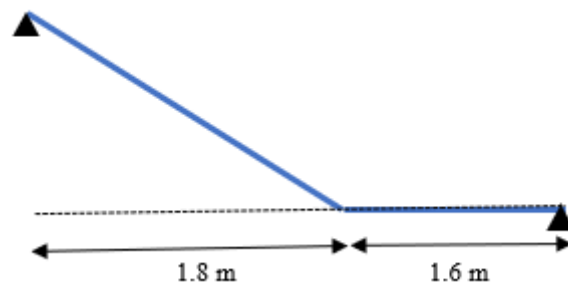


Fig IV 16: Schéma statique d'escalier 2ème volée

Remarque : pour l'étude du 2^{ème} volée le même calcul va être entamer avec une longueur projetée du paillasse inférieure à celle du 1^{er} volé donc le moment va être réduit.

Donc on adoptera le même ferrailage que celui du 1^{er} volé.

4.5.7 Schéma de ferrailage d'escalier 1^{er} volée.

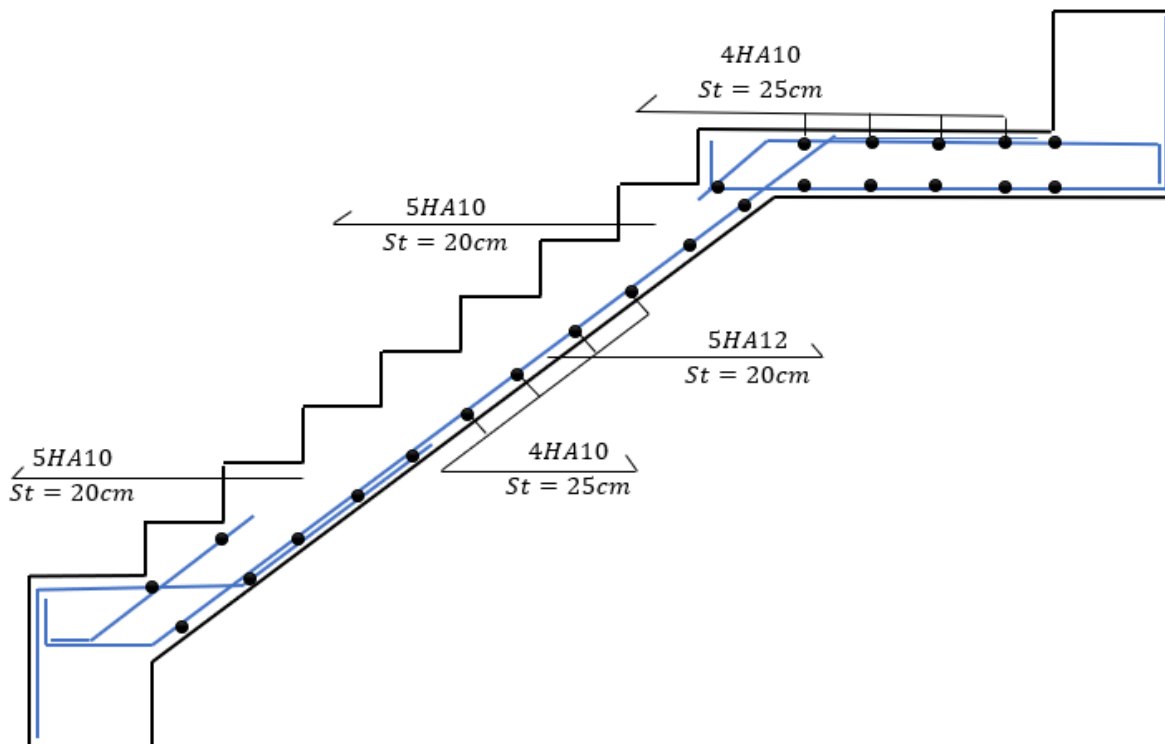


Fig IV 17: Schéma de ferrailage d'escalier.

4.6 Étude de la poutre palière pour.

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

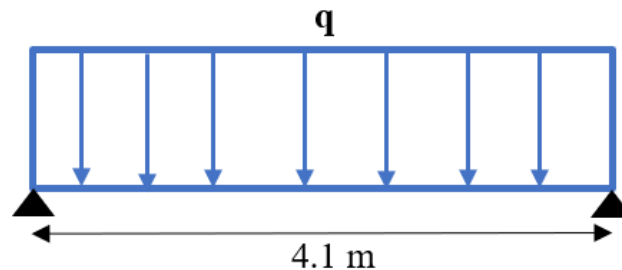


Fig IV 18: schéma statique de la poutre palière.

4.6.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL 91**, les dimensions de la poutre sont :

$$\text{Hauteur : } \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \text{ on prend } h = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur : } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16.5 \text{ cm} \leq b \leq 38.5 \text{ cm} \text{ on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Avec :

→ L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre

Le **RPA99** préconise :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

✓ Alors notre poutre principale est de : **(b x h) = (30 x 55) cm²**

Remarque : la raison pour laquelle on a pris une hauteur de la poutre palière égale à 55 cm

C'est pour que les 2 contre marches qui se trouvent au milieu avec le palier du report vont être encastres dans la poutre palier, voici le schéma suivant.

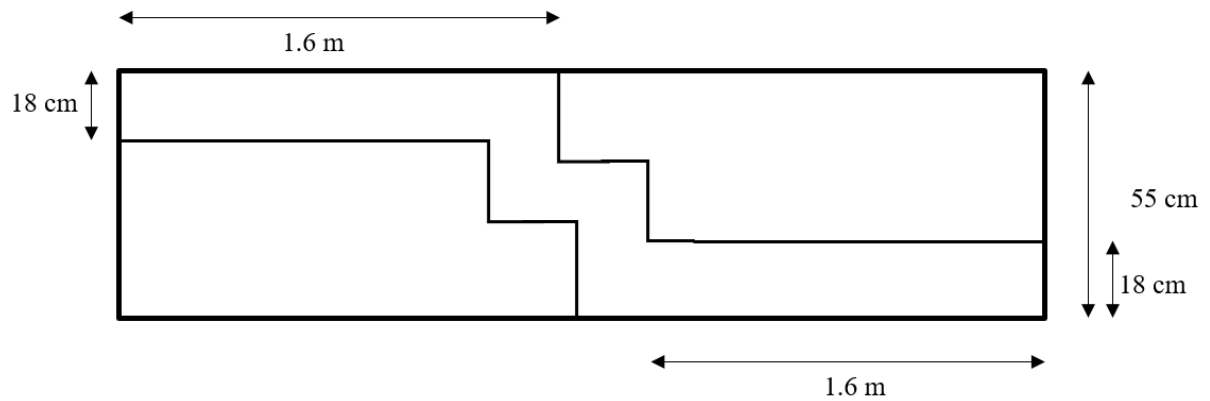


Fig IV 19: Dimension du palier de repos.

4.6.2 Chargement de la poutre palière :

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
- Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.55 = 4.125 \text{ KN/ml}$.

Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palière ainsi que du mur de la maçonnerie :

- **ELU** : $R_b = 26.7 \text{ KN}$.
- **ELS** : $R_b = 19.7 \text{ KN}$.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1.35G_p + R_b = 1.35 \times 4.125 + 26.7 = 32.2 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

ELS :

$$q_s = G_p + R_b = 4.125 + 19.7 = \frac{23.71 \text{ KN}}{\text{ml}}$$

b. Calcul des sollicitations :

À l'ELU :

- Moment isostatique :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 32.2 \times \frac{4.1^2}{8} = 67.7 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = q_u \frac{L}{2} = 32.2 \times \frac{4.1}{2} = 66 \text{ KNm}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

En appuis : $M_a = -0.15M_0 = -0.15 \times 67.7 = -10.15 \text{ KN.m} \quad \Leftrightarrow M_a = -10.15 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 67.7 = 57.5 \text{ KN.m} \quad \Leftrightarrow M_t = 57.5 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

- Moment isostatique :

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 23.7 \times \frac{4.1^2}{8} = 49.8 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = q_s \frac{L}{2} = 23.7 \times \frac{4.1}{2} = 48.6 \text{ KNm}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

En appuis : $M_a = -0.15M_0 = -0.15 \times 49.8 = -7.47 \text{ KN.m} \quad \Leftrightarrow M_a = -7.47 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 49.8 = 42.33 \text{ KN.m} \quad \Leftrightarrow M_t = 42.33 \text{ KN.m}$

4.6.3 Diagramme des moments et des efforts tranchants :

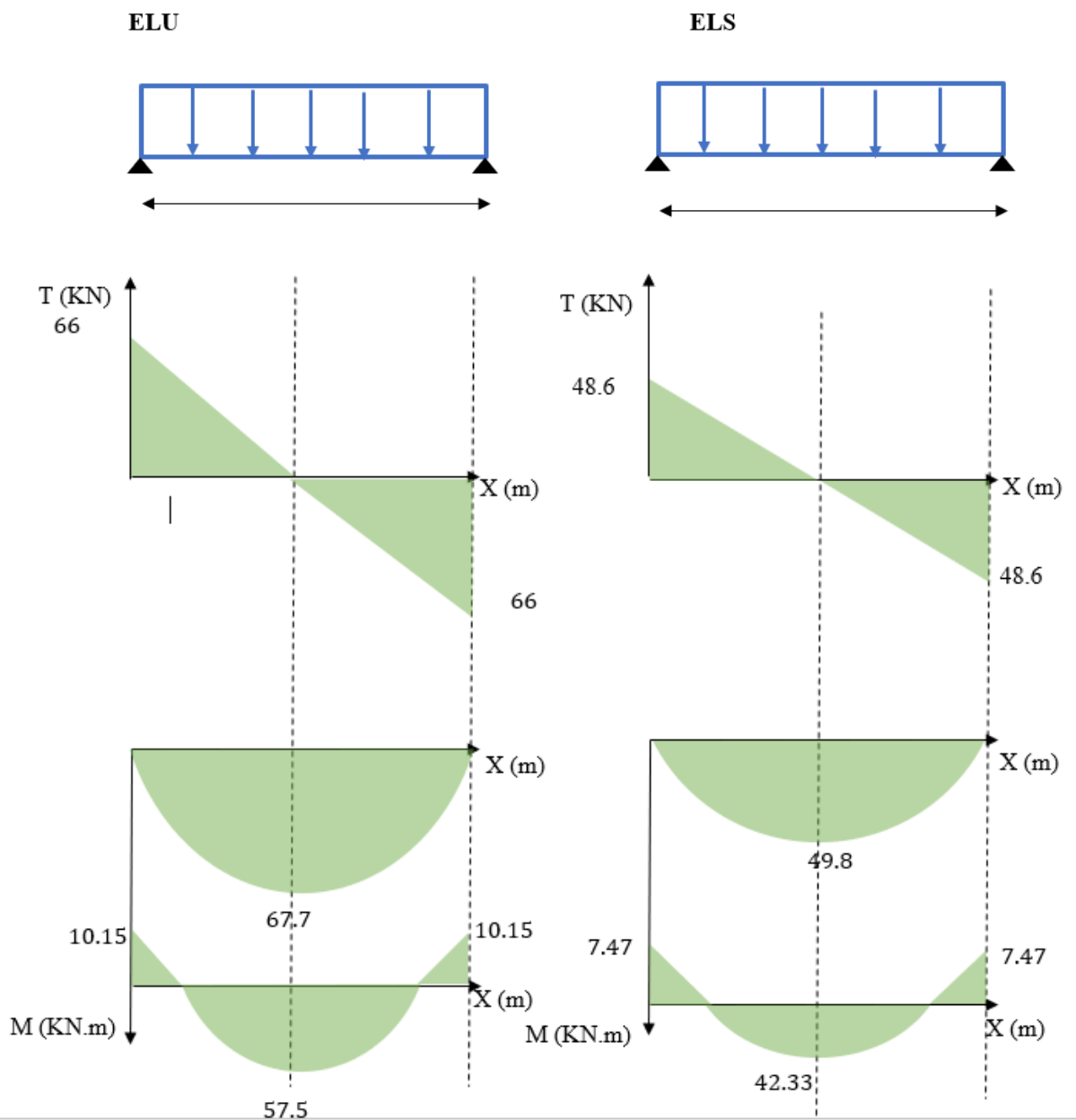


Fig IV 20: Diagramme des moments et efforts tranchants de la poutre palière étage courant

Calcul des armatures :**4.6.4 1-Calcul des armatures longitudinales :**

Selon RPA : $A_{min} = 0.5B = 0.005 \times 30 \times 55 = 8.25cm^2$

En travée :

- Armature longitudinale :

Sachant que :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ mpa}, \quad f_{ed} = 348 \text{ mpa}, \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 \times 55 = 49.5 \text{ cm}$$

$$M_t = 57.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{57.5 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < 0.187 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ ((section simplement armée).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.053$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.48 (1 - (0.4 \times 0.053)) = 0.47 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{57.5 \times 10}{0.4 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures longitudinale en travée selon de tableau des armatures pour que

$$A_t \geq 3.38 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte **6HA14** = 5.65 cm² $\Leftrightarrow A_t = 9.24 \text{ cm}^2$

□ En appuis :

$$M_a = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.15 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu_{bu} = 0.008 < 0.187 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (section simplement armée).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.009$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.48 (1 - (0.4 \times 0.018)) = 0.476 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{10.15 \times 10}{0.48 \times 348} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures longitudinale en travée selon de tableau des armatures pour que

$$A_a \geq 1.16 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte **6HA14** = 3.39 cm² $\Leftrightarrow A_a = 9.24 \text{ cm}^2$

4.6.5 Calcul des armatures transversales :

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (48, 40) = 40\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \quad A_t = \frac{b_0 S_t \times 0.4}{f_e} \quad A_t = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Alors On prend des Ø8 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

4.6.6 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier : $A_t \geq A_{min}$ et $A_a \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.48 \times 2.1}{400} = 1.73 \times 10^{-4} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 1.73 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérfiée} \\ \text{En appuis : } A_a = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 1.73 \text{ cm}^2 A_{min} \quad \text{Vérfiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

On a ($T_{u,max} = 63.55 \text{ KN}$)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPA} \right)$$

Tel que : $T_u^{max} = 66 \text{ KN}$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times 25; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.48} = 0.45 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.45 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \Leftrightarrow \text{Vérfiée} \end{array} \right\}$$

Vérification de l'adhérence d'appui et d'entraînement des barres :

Selon : (Art A 6.1.3 BAEL 91)

$$\tau_s = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$\sum U_i = n\pi\phi$ Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres

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

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.55 \times (3 \times 3.14 \times 0.012)} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

Influence sur le béton : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

On doit avoir que :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec : $a = 0.9d = 0.9 \times 0.55 = 49.5$ (longueur de l'appui)

$$T_u^{max} = 66 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.3 \times 10 \times 49.5 = 976 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 66 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 976 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

4.6.7 Vérification à L'ELS :

(La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre :

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

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

$$Y = 17.36 \text{ cm}$$

avec $\eta = 15$ et $A' = 0$

o Travée : $K = \frac{M_e^{ser}}{I} = 0.16$

o Appuis : $K = \frac{M_a^{ser}}{I} =$

avec $\eta = 15$ et $A' = 0$

o Travée : $\sigma_{bc} = K \times y = 2.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$

o Appuis : $\sigma_{bc} = K \times y = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$

Etat limite de déformation (la flèche): (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{5.65}{30 \times 49.5} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{55}{410} = 0.13 > 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_u} = \frac{55}{410} = 0.13 \geq \frac{42.3}{10 \times 67.7} = 0.062 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$

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

4.6.8 Schéma de ferrailage de la poutre palière :

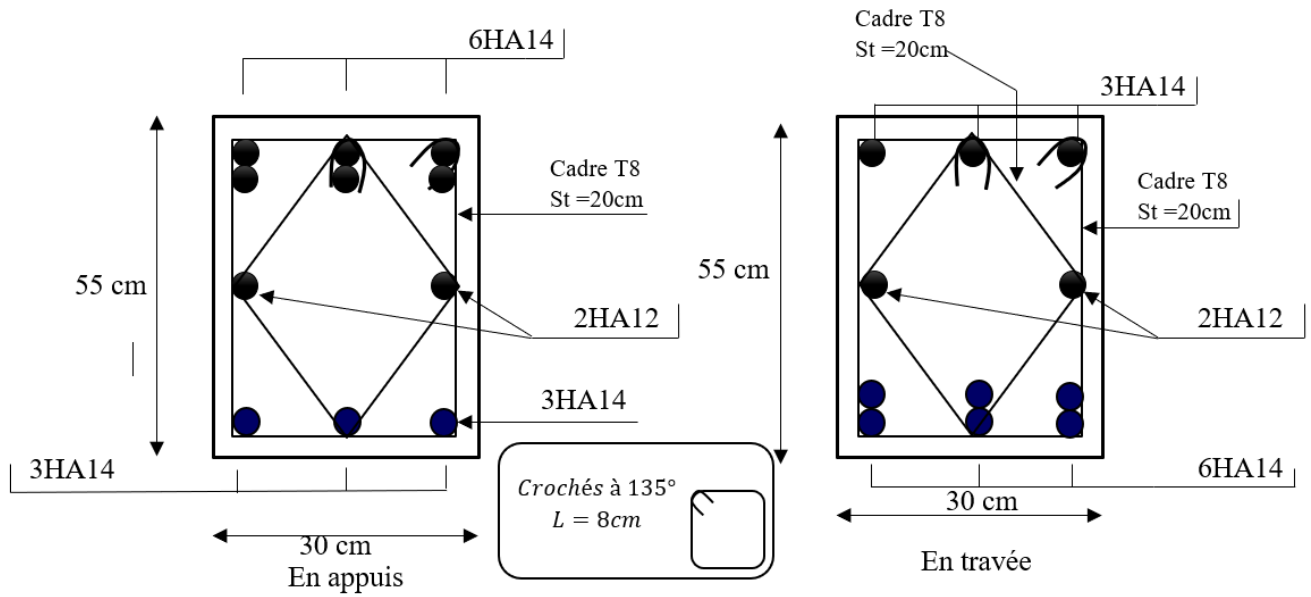


Fig IV 21 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE V :
Etude dynamique et
sismique de la structure

CHAPITRE V : Etude dynamique et sismique de la structure**5 Introduction :****Le séisme**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

5.1 L'étude dynamique :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique. Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps.

Ces actions peuvent être dû au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité *d'une étude dynamique* qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période...etc.**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité,

5.1.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

5.1.2 Choix de la méthode de calcul :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure. On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique (zone III) sismicité élevée, et groupe d'usage 2.

La nécessité d'utiliser la méthode dynamique spectrale car l'application de la méthode statique équivalente est pas valable pour la raison que notre structure ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003,

- Selon RPA 99 / version 2003, (4.1.2)

Les groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

$$h_t = 36.4 \text{ m} > 17 \text{ m}$$

- ✓ Méthode choisie : **La méthode d'analyse modale spectrale** en utilisant le logiciel de calcul de structures **ROBOT Autodesk**.

5.2 Données sismiques de la structure :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

Donc notre bâtiment est implanté dans une zone classée selon (**RPA 99/ version 2003**) comme une zone de sismicité élevée (zone III).

5.2.1 Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

L'ouvrage appartient au groupe d'usage (**2**) comme bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

- ✓ Le site approprié est de classe **S3** selon le rapport géotechnique (**RPA99/2003**)
- ✓ La contrainte admissible du sol selon le rapport géotechnique est de $\bar{\sigma}_{sol} = 2.00 \text{ bars}$

5.3 La Méthode dynamique modale spectrale :

5.3.1 Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

5.3.2 Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.5 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.
- **W** : Poids de la structure.
- **Q** : facteur de qualité.

5.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse

5.3.3.1 Coefficient d'accélération A :

Il est donné par le tableau (4.1 RPA99v03) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre Bâtiment est implanté dans la zone III et appartient au groupe d'usage 2.

Tableau V 1:tableau des valeurs du coefficient d'accélération de zone

	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

D'après le tableau le Coefficient d'accélération de zone $\Rightarrow A = 0.25$

Périodes caractéristiques T1 ; T2

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Tableau V 2: Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Alors :

Pour notre site type approprié est de classe **S3** selon le rapport géotechnique (RPA99/2003)

Donc

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

5.3.3.2 Coefficient de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} = 0.882 > 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte $\xi = 7$ (béton armé, remplissage dense).

($\eta = 0,882$).

(Tab 4.2 Rpa 99/version 99)

5.3.3.3 Poids de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : poids des charges d'exploitation

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau suivant

Tableau V 3: valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Donc : $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés)

5.3.3.4 Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad (\text{Art 4.4 R. P. A 2003}).$$

Avec P_q : : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau V 4: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Donc :

Tableau V 5 : Observations de facteur des pénalités de structure.

Critère	Observation (Oui/Non)	P _q
Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité d'exécution	Non	0.10
Q (totale)		1.25

Selon les observation précédentes le facteur de qualité **Q** est de :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = 1.25$$

$$Q = 1.25$$

5.3.3.5 Coefficient de comportement global (R) :

Choix du Coefficient de comportement : le choix de la valeur de **R** est donné selon tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement dans l'article 3.4 du RPA 99 / V2003.

Tableau V 6 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

D'abord on a supposé que notre structure contreventée par des voiles donc on prend valeur $R=4$ pour pouvoir calculer avec logiciel robot les efforts tranchants/normaux repris par les poteaux et par les voiles afin de comparer le pourcentage de la répartition des charges verticales/ horizontales.

Tableau V 7: Distribution de l'effort normal dans les voiles et les poteaux.

Etage	Voile de contreventement	Poteaux
	Effort normal (KN)	Effort normal (KN)
1	14672.23	35260
2	12815.79	30875.23
3	11257.68	26635.61
4	9702.41	22393.14
5	8951	17454.45
6	7439.12	13482.64
7	5734.95	10273.14
8	4055.16	7039.26
9	2642.53	3619.91
10	835.72	715.86

Remarque : Le résultat extrait du logiciel robot des efforts tranchants et les efforts normaux repris par les poteaux a traduit en pourcentage la répartition des charges verticales et horizontales pour connaître le comportement de notre structure si les efforts repris par les poteaux et par les voiles pour pouvoir choisir le coefficient **R**.

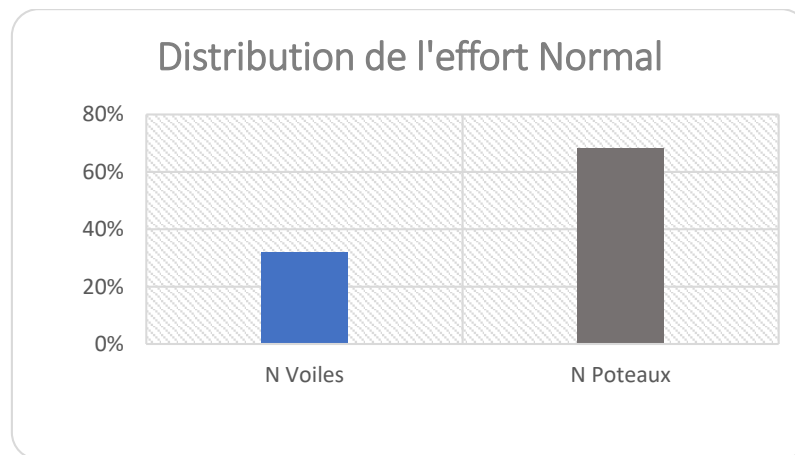


Fig V 1 : Diagramme de distribution de l'effort normal en pourcentage.

Résultat et Conclusion : le pourcentage de la distribution de l'effort normal des voiles est plus que 20% par rapport à la totalité d'où la structure étudiée est de type Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dû aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- Le coefficient de comportement global de la structure égale à : **$R = 3,5$** .

5.3.4 La modélisation de la structure :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

L'outil informatique imposé : Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sur le nom « Autodesk Rebot Structural Analysis Professionnel 2019 ».

Présentation du logiciel utilisé :

« Autodesk Rebot Structural Analysis Professionnel 2019 » :

« Autodesk Rebot Structural Analysis Professionnel 2019 » est un logiciel de calcul 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.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, Rebot offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue, en effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique de centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau... etc.).

5.3.4.1 Etapes de modélisation de la structure :

La modélisation est selon 7 étapes principales :

- 1^{er} étape : création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie et que la fixation des règlements de calcul à prendre dans l'analyse qui convient .
- 2^{ème} étape : définition et attribution des sections des éléments pour la structure à modéliser avec .
- 3^{ème} étape : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement...etc.) pour la structure à modéliser.
- 4^{ème} étape : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (la charge verticale sollicité et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale) .
- 5^{ème} étape : la définition et l'attribution des combinaisons de charge (ELU,ELS..etc..)
- 6^{ème} étape : consiste à l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération selon (le RPA 99/ version 2003).
- 7^{ème} étape : c'est l'extraction des résultats de l'analyse et l'interprétation .

5.3.4.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté 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 introduit selon l'orientation qu'on a choisie.

Modélisation de la masse :

1. Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0,2$ correspondant à la charge d'exploitation.

Tel que :

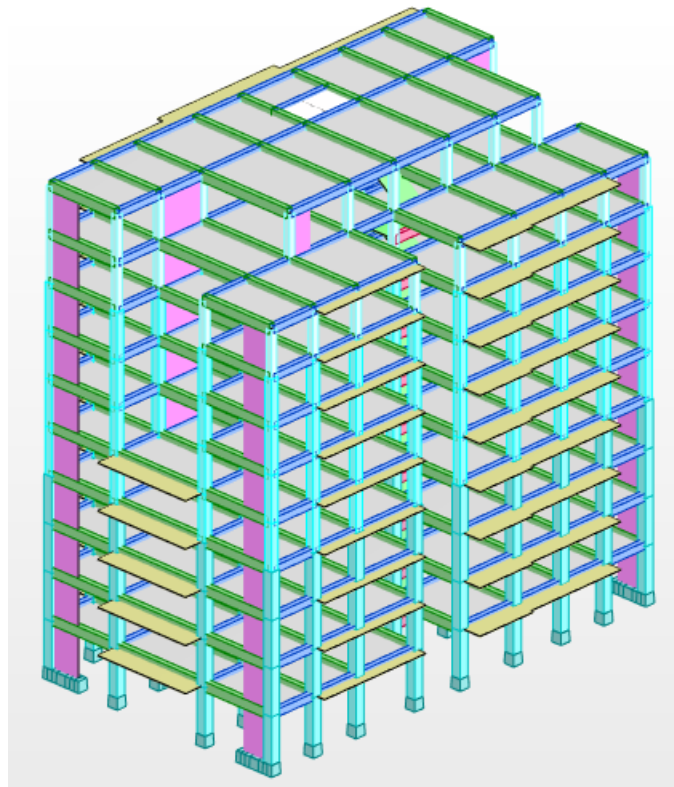
$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$: coefficient de pondération.

2. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m³.
3. La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie linéairement sur les poutres concernées.

5.3.5 Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de ce logiciel nous a donné la vue en **3D** suivante :

5.3.5.1 1^{er} Model structure sans sous-sol :

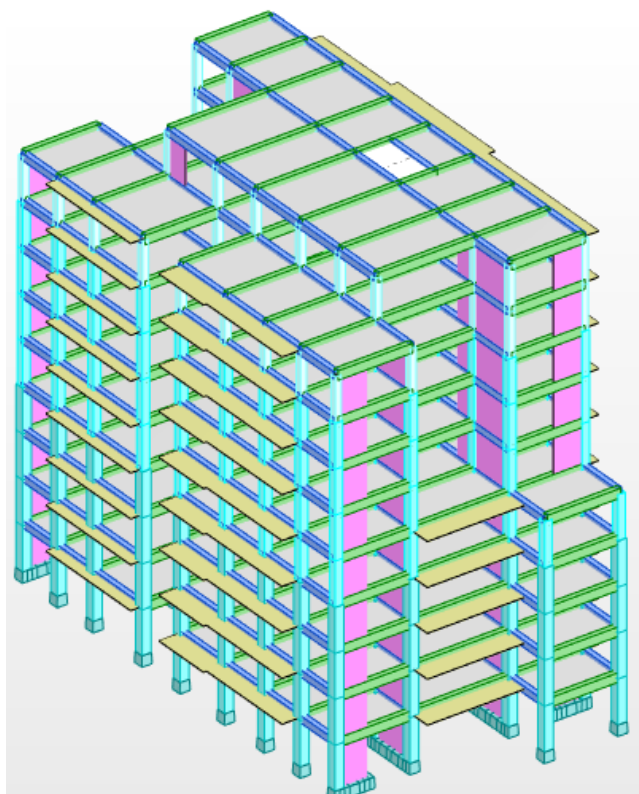
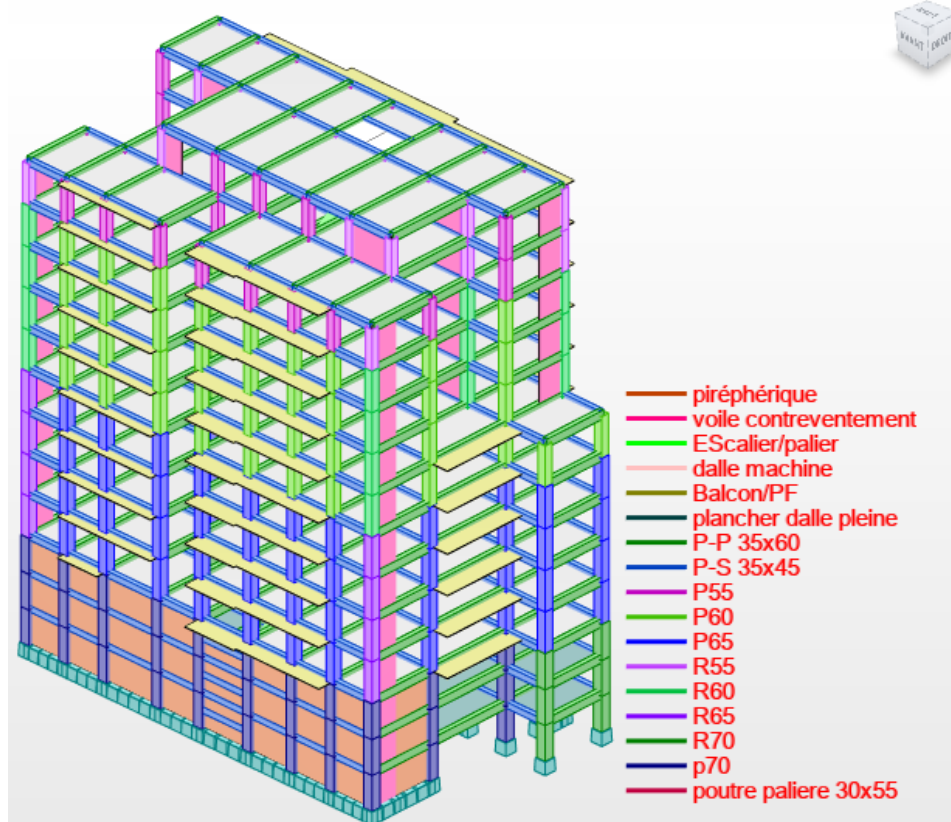


Fig V 2 : Figure V : Vue 3D de la structure avec le sous-sol

5.3.5.2 2^{eme} Model : Structure avec le sous-sol



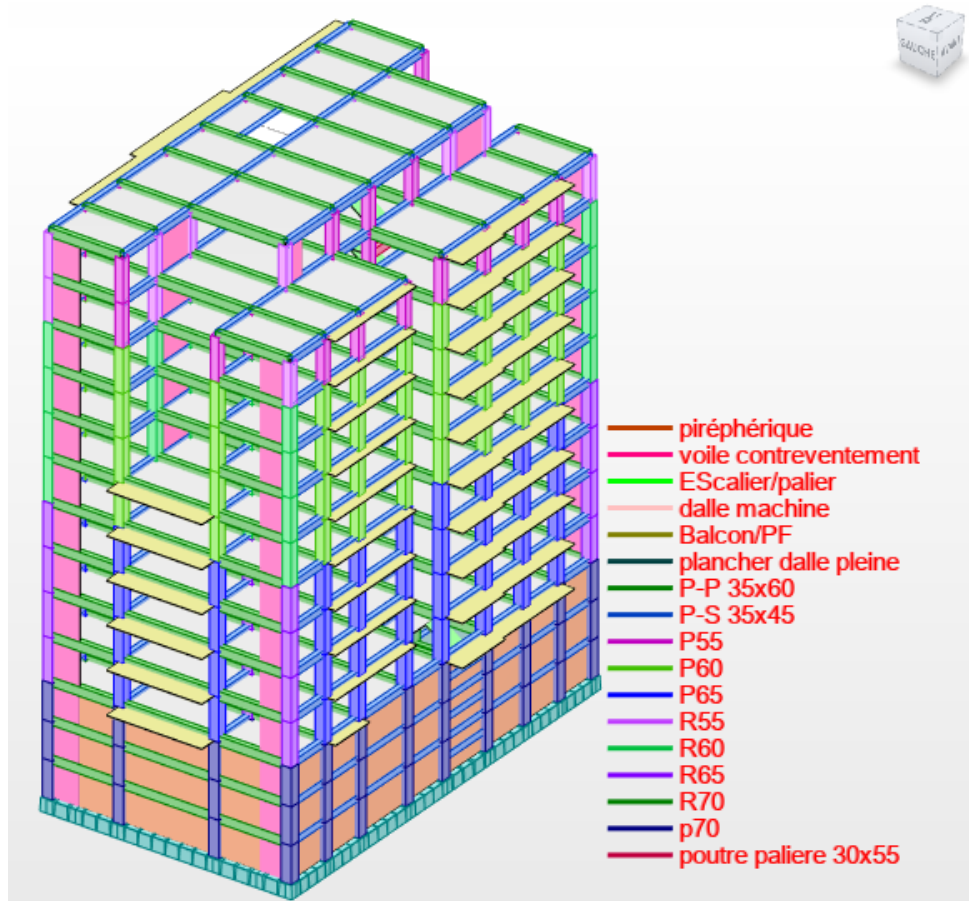


Fig V 3 : Vue 3D de la structure sans le sous-sol

5.4 Choix de la disposition des voiles :

- Le choix d'une variante est basé dans l'objectif d'avoir des mouvements de translations (U_x % et U_y % Facteurs de participation massique) dans le 1^{ère} et 2^{ème} mode et pour le 3^{ème} mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale.

La recherche de la meilleure disposition des voiles a le but pour diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, Dû à l'action horizontale qui peu sollicité la structure, le plus faible possible afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique en appliquant ainsi les formules empiriques du (RPA99/V2003) qui permettent d'obtenir les périodes propres et de les comparer avec plusieurs variantes afin d'avoir un meilleur comportement dynamique.

La disposition des voiles doit satisfaire une certaine condition :

- ✓ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité surfaisant tout en restant dans le domaine économique.
- ✓ Assurer une excentricité minimale.

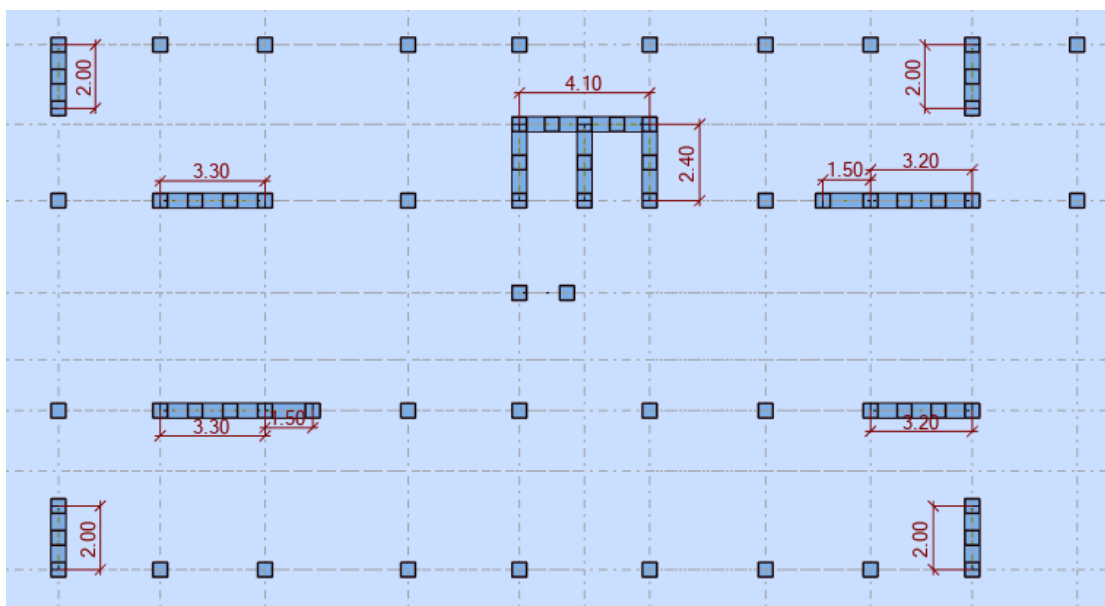


Fig V 4 : Disposition des voiles de contreventement vue en plan.

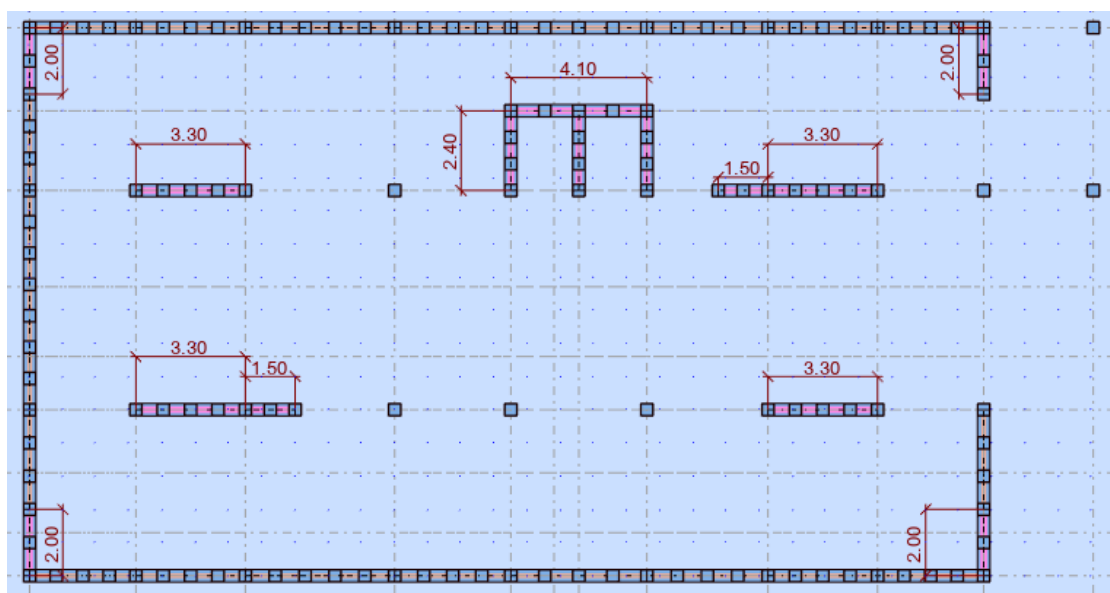


Fig V 5 : Disposition des voiles de contreventement et voiles périphérique vue en plan.

5.4.1 Caractéristiques Géométriques :

Il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

Les caractéristiques à déterminer sont :

- **Le centre de Masse**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Représenté par (X_G, Y_G) et par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Tel que : M_i : est la masse de l'élément

X_i : les coordonnées de l'élément

y_i : les coordonnées de l'élément

- **Le centre de Torsion**

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux.

5.4.2 Mode de vibration et participation massique :

Les résultats de l'analyse modale fait par le logiciel robot 2019 afin d'obtenir les différents facteurs de participation massique est et le comportement de la structure est illustré dans le tableau suivant :

Tableau V 8 : Mode de vibration et participation massique.

Mode	Période (s)	Masse cumulée UX%	Masse cumulée UY%	Masse modale UX %	Masse modale UY %
1	0.58	0.45	65.34	0.45	65.34
2	0.53	12.38	70.52	11.93	5.19
3	0.48	67.69	70.63	55.31	0.10
4	0.18	67.72	84.71	0.03	14.08
5	0.17	68.26	85.61	0.54	0.90
6	0.14	85.97	85.61	17.71	0.00
7	0.09	85.98	90.96	0.01	5.35
8	0.08	86.15	91.34	0.17	0.38
9	0.06	92.36	91.34	6.21	0.00
10	0.06	92.36	94.16	0.00	2.82
11	0.05	92.40	94.38	0.04	0.22
12	0.05	92.40	94.39	0.00	0.00
13	0.04	92.40	94.39	0.00	0.00
14	0.04	92.54	94.39	0.15	0.00
15	0.04	94.95	94.39	2.41	0.00

5.4.3 Schémas des modes de vibration :

1^{er} mode : un mode de translation suivant l'axe (Y) avec une période $T=0,58s$ d'une masse qui se déplace dans le sens Y avec 65.34%

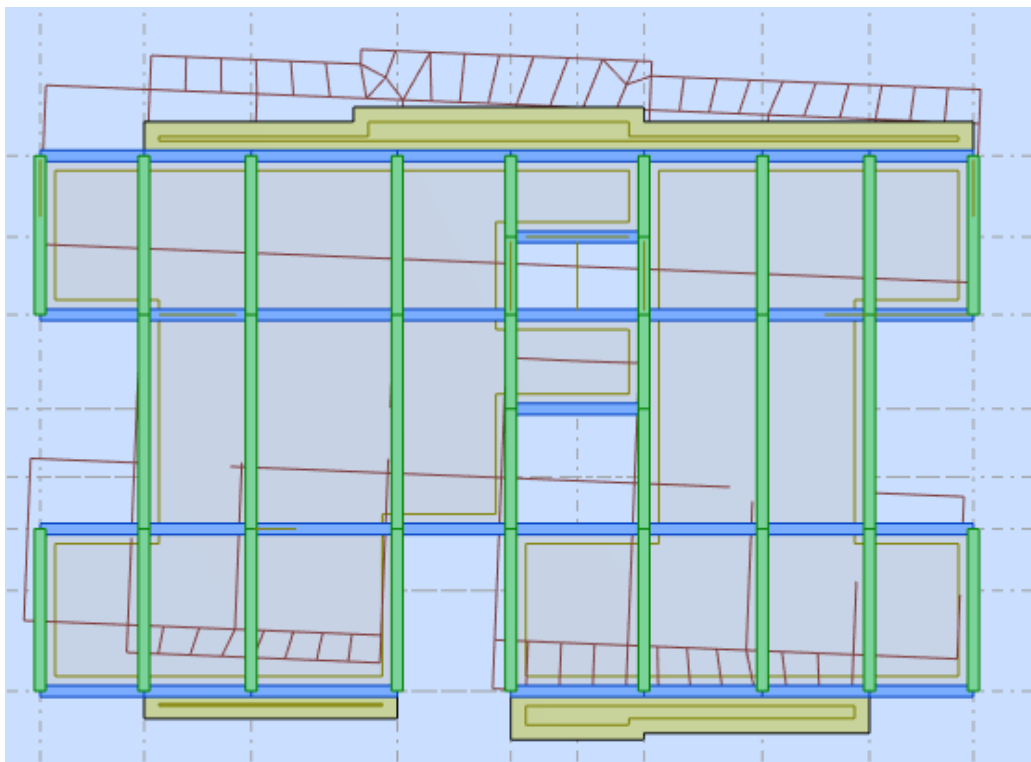


Fig V 6 : Premier mode de vibration

2^{ème} mode : un mode de torsion de période $T=0,53s$

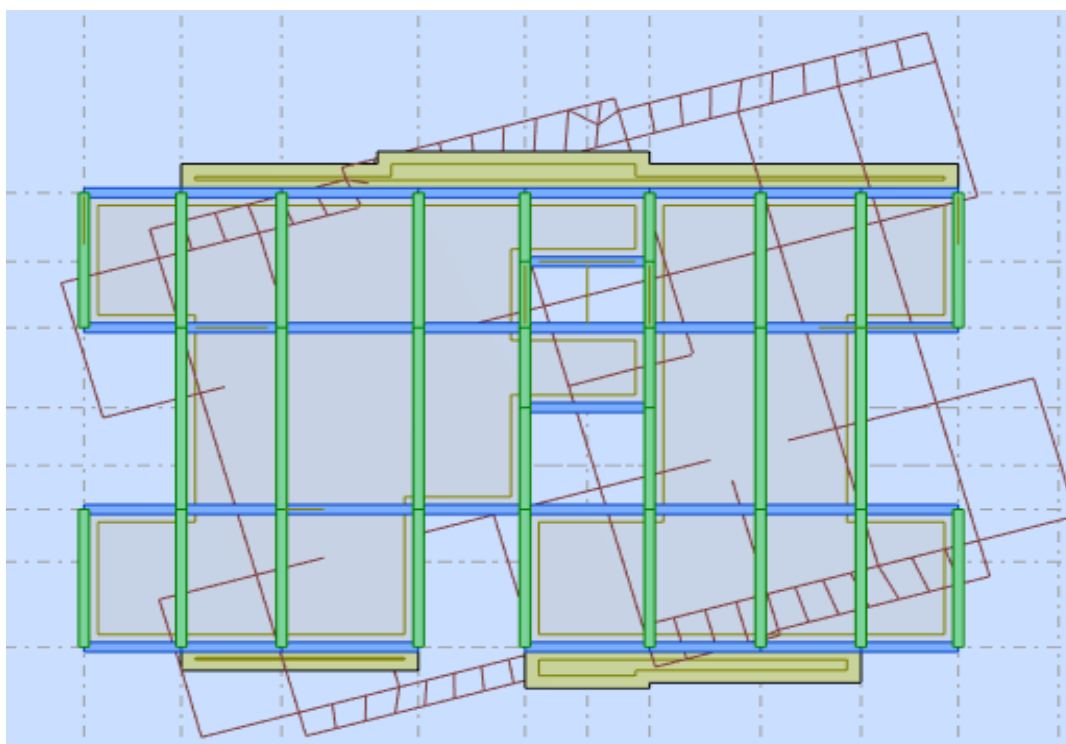


Fig V 7 : Deuxième mode de vibration

3^{ème} mode : un mode de translation suivant l'axe (X) avec une période $T=0,48s$ d'une masse qui se déplace dans le sens X avec 55.31%

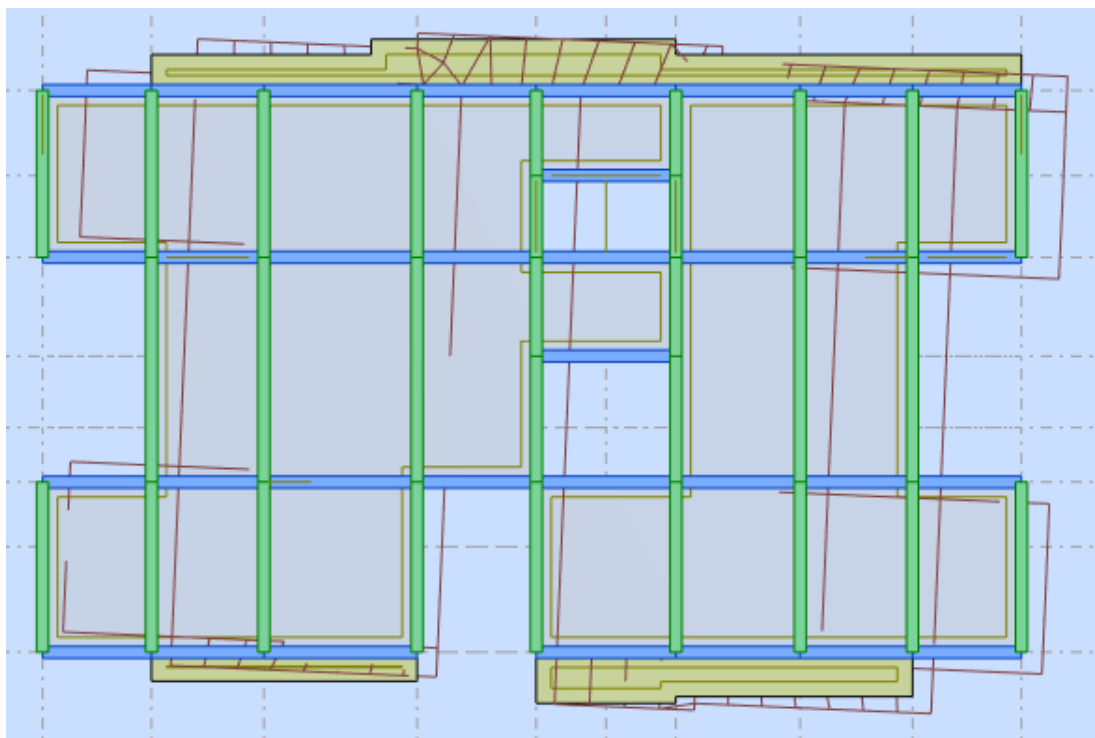


Fig V 8 : Troisième mode de vibration.

5.4.4 Vérification de la structure vis-à-vis le règlement parasismique Algérien (RPA99 V-2003) :

5.4.4.1 Vérification du comportement dynamique

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure.

Le nombre minimum de mode est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et : } T_k \leq 0.20 \text{ s (art 4-14 RPA/2003)}$$

tel que : N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_k : la période du mode K .

Remarque :

Direction X : 9^{ème} mode : Masse cumulée = 92.36%

Direction Y : 7^{ème} mode : Masse cumulée = 90.96 %

5.4.4.2 Vérification de la période fondamentale selon (Article 4.2.4, RPA99/v.2003) :

L'estimation de la valeur de la période fondamentale (T) de la structure est selon les formules empiriques suivantes.

La 1^{er} formule empirique (donnée par le RPA99/v.2003) est la suivante :

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_t : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

Application :

Dans notre cas notre structure est (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $C_t = 0.05$)

Remarque : on n'a pas inclus les sous-sols dans l'analyse dynamique donc $h_n = 28.9$ m

Tableau V 9 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$T = 0.05 \times 28.9^{3/4} = 0.62 \text{ s}$$

La 2^{ème} formule empirique (4.7 RPA 99/ v.2003)

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec : h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Application :

$$h_n = 28.9 \text{ m}$$

$$D_x = 32.65 \text{ m}$$

$$D_y = 16.5 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.46 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.64 \text{ s}$$

Commentaire :

Tableau V 10 : Vérification de la période fondamentale

T_{statique}		T_{dynamique}(1^{er} mode)	Condition
1,3 x Formule 1	1,3 x Formule 2		
0.80 s	0.59 s	0.58 s	Vérifiée

✓ Condition de vérification : $T_{\text{dynamique}} < 1.3 T_{\text{statique}}$

**5.4.5 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6 RPA.V03)
Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante d'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, :

$$V = \frac{A D Q W}{R}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment

Application de la formule de la force sismique :

5.4.5.1 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site.

(D'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Afin de calculer facteur d'amplification dynamique moyen il faut d'abord calculer la période T empirique par deux formules et suivant les deux directions x et y et les comparer avec T analytique calculé par la méthode d'analyse modale extrait du logiciel Robot :

Formule empirique 1 :

$$T = C_t h_n^{3/4} = 0.05 \times 28.9^{3/4} = 0.62 \text{ s}$$

Formule empirique 2 :

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

○ Application de la formule pour calcul de T_x et T_y (formules empirique)

1/ le sens longitudinale $D_x = 32.65 \text{ m}$

2/ le sens transversale $D_y = 16.5 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.46 \text{ s} \\ T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.64 \text{ s} \end{array} \right\}$$

Pour le choix de T il faut retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement comme suivant :

$$T_{X \text{ empirique}} = \min(T, T_x) = \min(0.62s ; 0.46s) = 0.46 \text{ s}$$

$$T_{y \text{ empirique}} = \min(T, T_y) = \min(0.62 \text{ s} ; 0.64 \text{ s}) = 0.62 \text{ s}$$

'T'analytique :

Cette période est calculée à l'aide du Logiciel robot en utilisant la méthode d'analyse modale.

D'après le résultat de l'analyse avec logiciel robot on trouve :

$$1^{er} \text{ mode} : T_{Y.analytique} = 0.58$$

$$2^{ème} \text{ mode} : T_{analytique} = 0.53$$

$$3^{ème} \text{ mode} : T_{X.analytique} = 0.48$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

La masse totale calculée par Robot :

$$W = 55053.15KN$$

Conclusion :

En appliquant l'équation : $V = \frac{A D Q W}{R}$

$$V_x = \frac{A D_x Q W}{R} = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.25 \times 55053.15}{3.5} = 10838.55KN$$

$$V_y = \frac{A D_y Q W}{R} = \frac{0.25 \times 1.97 \times 1.25 \times 55053.15}{3.5} = 9683.42KN$$

Tableau V 12 : Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.

Paramètres	A	Q	D _x	D _y	R	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	0,25	1,25	2.205	1.97	4	52577.32	10351.1	9247.9

5.4.6 Vérifications :

5.4.6.1 Vérification de ART 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

5.4.6.2 Vérification Efforts tranchants à la base par la méthode Analyse modale spectrale :

Du résultat de l'analyse les valeurs des efforts tranchants à la base sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 7905.7 \text{ KN} \\ V_y = 7708.23 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

Vérification :*Tableau V 13: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s < V _{dyn}
Sens longitudinal (x-x)	10838.55	7905.7	8670.84	Non vérifiée
Sens transversal (y-y)	9683.42	7708.23	7746.74	Non vérifiée

Résultats : selon le tableau précédant on a remarqué que $0.8 V_{\text{statique}} \geq V_{\text{dynamique}}$

La condition de l'efforts tranchants à la base n'est pas vérifiée et selon **RPA99V03 article (4.3.6)**

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Calcul du rapport $0.8 V/V_t$:

$$\text{Selon } V_x : \frac{8670.84}{7905.7} = \mathbf{1.096}$$

$$\text{Selon } V_y : \frac{7746.74}{7708.23} = \mathbf{1.004}$$

Donc on va augmenter les paramètres de la réponse de **1.096** selon V_x et **1.004** selon V_y dans le logiciel robot.

5.4.6.3 Vérification de l'effort normal réduit :

La vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N : l'effort normal maximal,

B : section du poteau

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Pour la vérification de cette condition on 'a pris le model avec le sous-sol afin de déterminer le poteau le plus sollicité de la structure globale.

Remarque :

Durant la vérification de l'effort normal du 2^{ème} model avec la section des poteaux de 60/50/40/35 la condition n'a pas vérifié toutes les sections d'où la nécessité de redimensionner les sections des poteaux de notre structure avec un nouveau lancement de l'analyse modal avec le logiciel robot :

- o **Zone 1** : les 3 sous-sols (section de poteaux (70x70))
- o **Zone 2** : RDC+1^{er}+2^{ème} + 3^{ème} (section de poteaux (65x65))
- o **Zone 3** : 4^{ème} + 5^{ème} + 6^{ème} + 7^{ème} (section de poteaux (60x60))
- o **Zone 4** : 8^{ème} et 9^{ème} étage (section de poteaux (55x55))

Voilà le résumé des vérifications des nouvelles sections :

Tableau V 14 : Vérification de l'effort normal réduit

Zone	Section	N(N)	Bc (cm)	v	Condition
1	70x70	3760720	490000	0.30	Vérifiée
2	65x65	2695600	360000	0.25	Vérifiée
3	60x60	1323350	250000	0.21	Vérifiée
4	55x55	398180	160000	0,09	Vérifiée

Conclusion : la condition est vérifiée pour toutes les sections.

5.4.6.4 Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage d'après Le RPA99/V2003

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans les tableaux suivants, ces résultats des déplacements relatifs sont extraits du logiciel robot.

Tableau V 15 : Vérification des déplacements inter-étage.

Etages	Δr_{UX} (cm)	Δr_{UY} (cm)	H_k (cm)	1%H(cm)	Condition
3 ^{ème} Sous-sol	0.071	0.133	250	2.50	Vérifiée
2 ^{ème} Sous-sol	0.125	0.231	250	2.50	Vérifiée
1 ^{er} Sous-sol	0.317	0.360	250	2.50	Vérifiée
RDC	0.781	0.941	289	2.89	Vérifiée
1	0.980	1.231	289	2.89	Vérifiée
2	1.081	1.338	289	2.89	Vérifiée
3	1.082	1.358	289	2.89	Vérifiée
4	1.133	1.344	289	2.89	Vérifiée
5	1.097	1.278	289	2.89	Vérifiée
6	1.058	1.185	289	2.89	Vérifiée
7	0.989	1.066	289	2.89	Vérifiée
8	0.918	0.957	289	2.89	Vérifiée
9	0.848	0.874	289	2.89	Vérifiée

Conclusion : tous les déplacements relatifs de chaque étage ne dépassant pas 1% de la hauteur d'étage.

Donc les déplacements relatifs inter-étages vérifie la condition pour chaque étage.

5.4.6.5 Vérification de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ c'est l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée des charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le **RPA99/2003** estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivante vérifie pour tous les étages :

Selon : (article 5.9. RPA99/2003).

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k} \leq 0.10$$

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta)}$

- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tel que :

- P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".
- Δ_k : déplacement inter étage au niveau K.
- h_k : hauteur de l'étage.

Le tableau suivant résume toutes les vérifications de l'effet P- Δ de chaque niveau.

Tableau V 16 : Vérification de l'effet P- Δ sur la structure.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	θ_x	θ_y	Condition
3 ^{ème} Sous-sol	250	77456.79	11524.72	9918.01	0.071	0.133	0.00190	0.00415	Vérifiée
2 ^{ème} Sous-sol	250	70192.65	11455.35	9805.64	0.125	0.231	0.00306	0.00661	Vérifiée
1 ^{er} Sous-sol	250	62530.69	11277.00	9538.02	0.317	0.360	0.00703	0.00944	Vérifiée
RDC	289	55329.45	10981.03	9246.13	0.781	0.941	0.0136	0.019484	Vérifiée
1	289	49164.33	10571.00	8893.34	0.980	1.231	0.01577	0.0235	Vérifiée
2	289	43000.72	10009.13	8389.39	1.081	1.338	0.01606	0.0237	Vérifiée
3	289	36837.11	9264.76	7745.31	1.082	1.358	0.01488	0.0223	Vérifiée
4	289	30734.65	8355.14	6973.47	1.133	1.344	0.014421	0.02049	Vérifiée
5	289	24764.93	7300.85	6078.69	1.097	1.278	0.012875	0.0181	Vérifiée
6	289	19404.40	6179.58	5147.20	1.058	1.185	0.01149	0.015457	Vérifiée
7	289	14043.88	4877.49	4063.57	0.989	1.066	0.00985	0.004427	Vérifiée
8	289	8735.55	3385.85	2838.36	0.918	0.957	0.008195	0.00395	Vérifiée
9	289	3541.28	1582.68	1374.98	0.848	0.874	0.006565	0.00348	Vérifiée

Tableau V 13: Vérification de l'effet P- Δ sur la structure.

Conclusion :

La condition de l'effet P- Δ $\theta < 0,10$ est vérifiée pour tous les étages donc on peut le négliger dans notre structure étudié.

5.4.6.6 Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : (RPA99/v.2003 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Le tableau suivant résume la condition en tous étages dans les 2 direction.

Tableau V 17: Distribution de la résultante des forces sismiques direction X-X

Niveau	h (cm)	Wt (KN)	V _x (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Condition
3 ^{ème} Sous-sol	2.50	78983.94	11524.72	14.86	173.425	1151585.9	Vérifiée
2 ^{ème} Sous-sol	5.00	78983.94	11455.35	14.86	891.75	1151585.9	Vérifiée
1 ^{er} Sous-sol	7.50	78983.94	11277.00	14.94	2219.7	1151585.9	Vérifiée
RDC	10.39	78983.94	10981.03	15.14	4270.6	1151585.9	Vérifiée
1	13.28	78983.94	10571.00	15.14	7963.1	1151585.9	Vérifiée
2	16.17	78983.94	10009.13	15.14	12036.463	1151585.9	Vérifiée
3	19.09	78983.94	9264.76	15.14	17364.646	1151585.9	Vérifiée
4	21.95	78983.94	8355.14	15.13	23141.666	1151585.9	Vérifiée
5	24.84	78983.94	7300.85	14.61	27852.347	1151585.9	Vérifiée
6	27.73	78983.94	6179.58	14.61	36106.956	1151585.9	Vérifiée
7	30.62	78983.94	4877.49	14.61	45674.017	1151585.9	Vérifiée
8	33.51	78983.94	3385.85	14.58	60424.227	1151585.9	Vérifiée
9	36.40	78983.94	1582.68	15.26	57609.552	1151585.9	Vérifiée

Tableau V 18: Distribution de la résultante des forces sismiques direction Y-Y

Niveau	Di (cm)	Wt (KN)	V _y (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Condition
3 ^{ème} Sous-sol	2.50	78983.94	9918.01	8.43	280.925	665826.7	Vérifiée
2 ^{ème} Sous-sol	5.00	78983.94	9805.64	8.44	1338.1	665826.7	Vérifiée
1 ^{er} Sous-sol	7.50	78983.94	9538.02	8.22	2189.175	665826.7	Vérifiée
RDC	10.39	78983.94	9246.13	8.73	3665.4881	665826.7	Vérifiée
1	13.28	78983.94	8893.34	8.73	7238.30	665826.7	Vérifiée
2	16.17	78983.94	8389.39	8.73	10414.774	665826.7	Vérifiée
3	19.09	78983.94	7745.31	8.73	14734.426	665826.7	Vérifiée
4	21.95	78983.94	6973.47	8.74	19640.421	665826.7	Vérifiée
5	24.84	78983.94	6078.69	8.58	23138.212	665826.7	Vérifiée
6	27.73	78983.94	5147.20	8.58	29395.33	665826.7	Vérifiée
7	30.62	78983.94	4063.57	8.58	37515.93	665826.7	Vérifiée
8	33.51	78983.94	2838.36	8.47	49037.864	665826.7	Vérifiée
9	36.40	78983.94	1374.98	11.74	50049.272	665826.7	Vérifiée

Résultats :

Selon les calculs précédent la condition ($M_s > 1,5 M_r$) l'ouvrage est donc stable au renversement

Conclusion :

Selon le RPA 99 / version 2003 et d'après les résultats obtenus et les vérifications réalisées, la structure est stable aux actions sismique (En Zone III).

CHAPITRE VI :
Ferraillage des portiques

CHAPITRE VI : Ferraillage des portiques

6 Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Les Poteaux : sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations. Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

Les Poutres : sont éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple. L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailler sous les différentes sollicitations, ce calcul est assuré par rebot structural analysis 2019.

6.1 Ferraillage des poteaux

Ce 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 d'où la sollicitation est en flexion composée.

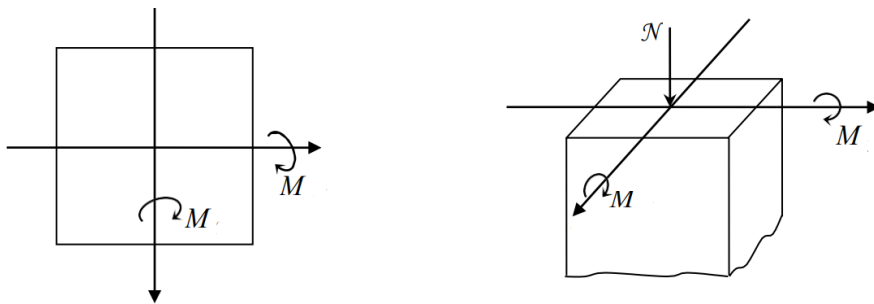


Fig VI 1: Directions des moments et efforts sur un poteau.

6.1.1 Combinaison des charges : Selon BAEL 91 (situation durable)

$$\left. \begin{array}{l} ELU = 1.35G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ \text{Selon RPA 99 situation accidentelle} \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

6.1.2 Combinaisons d'efforts internes :

$$\begin{array}{l} N_{max} : M_{correspondant} \\ N_{min} : M_{correspondant} \\ M_{max} : N_{correspondant} \end{array}$$

6.1.3 Calcul des armatures :

Les différentes sections des poteaux à calculer :

Zone 1 : les 3 sous-sols (section de poteaux (70x70))

Zone 2 : RDC+1^{er}+2^{ème} + 3^{ème} + étage (section de poteaux (65x65))

Zone 3 : 4^{ème} + 5^{ème} + 6^{ème} + 7^{ème} (section de poteaux (60x60))

Zone 4 : 8^{ème} et 9^{ème} étage (section de poteaux (55x55))

Remarque : le ferraillage des poteaux sera calculé selon les combinaisons d'efforts internes calculés à l'aide du logiciel robot pour le cas le plus défavorable.

Tableau VI 1 : Tableaux des sollicitations obtenues par Rebot des combinaisons durables et accidentelle de calcul.

	Niveau	3 sous-sols	Rdc+3étages	4 ^{ème} au 7 ^{ème}	8 ^{ème} au 9 ^{ème}
Combinaison		70x70	65x65	60x60	55x55
ELU 1.35G+1.5Q	N_u^{\max}	3760.25	2495.6	1323.9	300.45
	M_y^{corr}	4.78	-9.9	4.08	-5.98
	M_z^{corr}	14.91	85.46	36.0	36.99

	Niveau	3 sous-sols	Rdc+3 étages	4 ^{ème} au 7 ^{ème}	8 ^{ème} au 9 ^{ème}
Combinaison	Section	70x70	65x65	60x60	55x55
ACC $G+Q\pm E$ $0.8G\pm E$	N^{corr}	2874.58	-84.37	-93.47	186.67
	M_y^{corr}	34.75	21.05	-8.42	-12.26
	M_z^{\max}	309.81	-400.76	247.88	-121.33

	Niveau	3 sous-sols	Rdc+3 étages	4 ^{ème} au 7 ^{ème}	8 ^{ème} au 9 ^{ème}
Combinaison	Section	70x70	65x65	60x60	55x55
ACC $G+Q\pm E$ $0.8G\pm E$	N^{corr}	2420.25	1180.53	394.14	33.29
	M_y^{\max}	210.56	-231.81	-184.14	-127.64
	M_z^{corr}	-77.93	-89.41	-77.66	-35.38

	Niveau	3 sous-sols	Rdc+3 étages	4 ^{ème} au 7 ^{ème}	8 ^{ème} au 9 ^{ème}
Combinaison	Section	70x70	65x65	60x60	55x55
ACC $G + Q \pm E$ $0.8G \pm E$	N^{\min}	-1167	-1069	-351	-151.37
	M_y^{corr}	-48.7	-9.14	-22.32	-94.64
	M_z^{corr}	102.21	-137.15	-181.14	-58.79

Ferraillages longitudinaux :

Ferraillage minimum d'après le **CBA93** :

$$\text{Condition de non fragilité : } A \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Le BAEL 91 recommande :

$$A_{min} = \max\left(4p; \frac{2B}{1000}\right)$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

Avec : B : section du béton

P : périmètre de la section

Le RPA 99v2003 recommande :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :

0,9% en zone III

- Leur pourcentage maximal sera de

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de **12mm**

- La longueur minimale des recouvrements est de **50 φ en zone III**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

20 cm en zone III

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

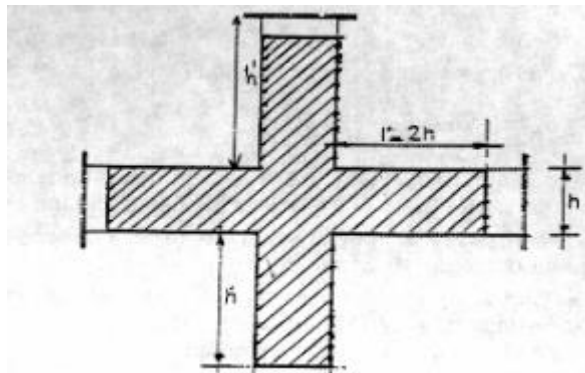


Fig VI 2 : zone nodale

Tableau VI 2: Tableaux des sections minimal et maximal des armatures

Recommandation	Section	BAEL 91		RPA99V2003		
		A _{min}	A _{max}	A _{min}	A _{max} en zone courant	A _{max} en zone de recouvrement (cm ²)
Zone 1	70x70	11.2	254	44.1	196	294
Zone 2	65x65	10.4	211.25	38.025	169	253.5
Zone 3	60x60	9.6	180	32.4	144	216
Zone 4	55x55	8.8	151.25	27.22	121	181.5

6.1.4 Ferraillage longitudinal :

Calcul exemplaire du poteau de (70x70) cm² situation durable.

L'enrobage est de 3 cm / fissuration peu nuisible.

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 2.5m \\ N_u^{max} = 3760.25 \text{ KN} \\ M_y^{corr} = 4.78 \text{ KN.m} \\ M_z^{corr} = 14.91 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_y^{ser} = 8.23 \text{ KN.m} \\ M_z^{ser} = 59.61 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La section du poteau est soumise à la flexion composée déviée et un effort normal N avec 2 moment de flexion Sur XY et XZ.

6.1.4.1 Suivant le sens y :

Calcul de l'excentricité de l'effort normal dû au risque de flambement imposée.

L'excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.78}{3760.25} = 0.00127 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{0.70}{2} - 0.03 = 0.32$$

Pour la longueur du flambement :

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times (2.5 + 0.8) = 2.31m$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15, \frac{20e}{h}\right) = \frac{2.3}{0.7} = 3.28 \leq 15 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Avec : l₀ : la distance entre la partie supérieure de la fondation jusqu'à l'extrémité du poteau sous-sol

- o Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.00127 \text{ m}$
- o Excentricité additionnelle : $e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max(0.02; 0.0092) = 0.02m$

$$o \text{ Excentricité du 2eme ordre : } e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \times \phi) = 0.0321 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 \times M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{4.78}{1.5 \times 8.23} \right) = 6.12$$

ϕ : Le rapport de la déformation final dû au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \times \phi) = \frac{3 \times 2.31^2}{10000 \times 0.70} (2 + 6.12 \times 2) = 0.0321 \text{ m}$$

⇒ L'excentricité totale :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0.00127 + 0.02 + 0.03 = 0.051 \text{ m}$$

$$e_t = 5.1 \text{ cm}$$

Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 3760.25 \times 0.051 = 191.76 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment fictive au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_f = M_t + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) =$$

$$M_f = 191.76 + 3760.25 \times \left(0.68 - \frac{0.70}{2} \right) = 1365.04 \text{ KN.m}$$

L'excentricité totale représente la distance entre le centre de pression (point d'application de l'effort normal) et le centre de gravité de la section G

Pour que la section soit partiellement comprimée il faut que les deux conditions soient vérifiées :

⇒ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) doit être à l'extérieur de la section délimitée par les armatures tendues et comprimée.

⇒ L'effort normal N peut être de traction ou de compression Sinon

Pour que la section est dite partiellement comprimée il faut que les conditions soient vérifiées.

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Application :

$$e_1 = \frac{4.78}{3760.25} = 0.12 \text{ cm} \leq \frac{0.70}{2} - 0.03 = 32 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$3760.25 \times (0.67 - 0.03) - 1365.04 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.70}\right) \times 0.7 \times 0.7^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$1041.52 < 1472.31 \quad \rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

Conclusion :

Selon les résultats trouvés et que les 2 conditions précédente vérifie donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les armatures tendues et comprimée,

La section est partiellement comprimée d'où on va calculer en flexion simple sous l'effet M_t et ensuite en flexion composée

Calcul en flexion simple :

$$\mu = \frac{Mf}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1365.04 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.305$$

$$\mu = 0.305 < 0.392$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.305}) = 0.47$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.67 (1 - (0.4 \times 0.48)) = 0.544 \text{ m}$$

$$A = \frac{Mf}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1365.04 \times 10}{0.544 \times 348} = 72.1 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma} = 72.1 - \frac{3760.25 \times 10}{348} = -35.9 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A'_l = 0$$

$$A_s^{y-y} = 0$$

6.1.4.2 Suivant le sens z :

Calcul de l'excentricité de l'effort normal dû au risque de flambement imposée.

L'excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14.91}{3760.25} = 0.004 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{0.7}{2} - 0.03 = 0.32$$

Pour la longueur du flambement :

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times (2.5 + 0.8) = 2.31m$$

Avec : l_0 : la distance entre la partie supérieure de la fondation jusqu'à l'extrémité du poteau sous-sol

- o Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.004$
 - o Excentricité additionnelle : $e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = 0.02$
 - o Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \times \phi) = 0.07$
- $$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{14.91}{1.5 \times 59.61}\right) = 8.33$$

⇒ L'excentricité totale :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0.004 + 0.02 + 0.07 = 0.094$$

$$e_t = 9.4 \text{ cm}$$

Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_t \times N_u = 0.094 \times 3760.25 = 353.46 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment fictive au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_f = M_t + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1556.74 \text{ KN.m}$$

Application de condition :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.004 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.32 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

$$3760.25 \times (0.67 - 0.03) - 1556.74 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.7}\right) \times 0.7 \times 0.7^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$850.4 < 1472.31 \quad \rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

Conclusion : même cas selon sens Y-Y.

Calcul en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1556.47 \times 10^{-3}}{0.70 \times 0.67^2 \times 14.2} = 0.348$$

$$\mu = 0.348 < 0.392$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt[2]{(1 - 2\mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt[2]{(1 - 2 \times 0.348)}) = 0.560$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.67 (1 - (0.4 \times 0.48)) = 0.519 \text{ m}$$

$$A = \frac{Mf}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1556.47 \times 10}{0.544 \times 348} = 86.05 \text{ cm}^2$$

6.1.4.3 Calcul en flexion composée :

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma} = 86.05 - \frac{3760.25 \times 10}{348} = -21.99 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A'_l = 0$$

$$A_s^{z-z} = 0$$

Résultat : Alors selon la combinaison ELU et les calculs en 2 sens (Y-Y) (Z-Z) le résultat nous a montré qu'on n'a pas besoin des armatures comprimée ni tendue dans leurs zones.

Pour cela le calcul des autres combinaisons se fait en suivant les mêmes étapes précédentes d'où le résultat est comme suit :

Tableau VI 3: calcul d'armatures avec les combinaisons accidentelles.

Combinaisons Accidentelles	Section (70x70)	As cal (cm ²)	As max (cm ²)
N ^{corr}	2874.58	11.2	42.8
My ^{corr}	34.75		
Mz ^{max}	309.81		
N ^{corr}	2420.25	11.2	
My ^{max}	210.56		
Mz ^{corr}	-77.93		
N ^{min}	-1167	42.8	
My ^{corr}	-155		
Mz ^{corr}	-141.95		

Conclusion :

Une comparaison de la section minimale de BAEL et celle exigée par Le RPAV2003 avec la section des armatures calculé dans les résultats précédentes en ELU et les Combinaisons accidentelles afin de choisir la section la plus grande.

Choix d'armatures de cette section :

- *BAEL91*: $A_{min} = \max\left(4\rho; \frac{2B}{1000}\right) = 11.2 \text{ cm}^2$
- *RPA 99v03* : $A_{min} = 0,9\% B = 44.1 \text{ cm}^2$
- $A_{s \text{ cal}} = 42.8 \text{ cm}^2$

Donc on adopte une section $A_{s \text{ max}} = 4HA16 + 8HA25 = 18.85 + 29.45 = 47.31\text{cm}^2$

Le calcul suivant est fait à l'aide de logiciel Robot et Expert BA 10 afin de déterminer les sections d'armatures max des autres sections de calcul restant selon les règles de BAEL (section rectangulaire) soumis à la flexion déviée composée pour les différentes combinaisons.

Suivant la formule suivante on résume le choix d'armatures :

$$\text{Armatures Choisi} \geq \text{Max} \{A_{min}(\text{Rpa: Bael}), A_{s,max}\}$$

Tableau VI 4 : Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux.

Niveau	Section Cm ²	A _{min} BAEL91 Cm ²	A _{min} RPA Cm ²	A _{S max} Cm ²	Armatures Choisi	Longueur de Recouvrement minimal (cm)
3 Sous-sols	(70x70)	11.2	44.1	42.8	4HA16+8HA25 =8.04+39.27 = 47.31cm ²	T25⇒Lr = 125 cm T16⇒Lr = 80 cm
RDC+3étages	(65x65)	10.4	38.025	38.4	8HA20+4HA25 =25.13+19.63 =44.76cm ²	T25⇒Lr = 125 cm T20⇒Lr = 100 cm
3^{ème} au 7^{ème}	(60x60)	9.6	32.4	17.2	8HA20+4HA16 =25.13+8.04 =33.17cm ²	T20⇒Lr = 100 cm T16⇒Lr = 80 cm
8^{ème} au 9^{émé}	(55x55)	8.8	27.22	13.8	8HA16+4H20 =16.08+12.57 =28.65cm ²	T20⇒Lr = 100 cm T16⇒Lr = 80 cm

6.1.4.4 Longueur de recouvrement :

RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique III, la longueur de recouvrement minimale est de :

$L_r = 50 \phi$ Donc :

Tableau VI 5: longueur de recouvrement minimale.

Diamètre ϕ	T25	T20	T16	T14	T12
Lr = 50 ϕ	125	100	80	70	60

6.1.5 Ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le RPA avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Tel que : V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale : $\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

L'espacement t (maximal) :

- o Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ en Zone III
 - o Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min}(\frac{b_l}{2}, \frac{h_l}{2}, 10 \phi)$ en Zone III
- On adoptera :
- o Dans la zone nodale $t = 7 \text{ cm}$
 - o Dans la zone courante $t' = 10 \text{ cm}$

Les **armatures transversales minimale** sont données par $\frac{A_t}{t \times b}$ en % comme suivant :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ (interpoler les valeurs) avec λ_g est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right)$$

Calcul exemplaire : section du poteau (70x70) Zone 1.

$V_{u,Max} = 97.18 \text{ KN}$ Effort tranchant maximal généralisé pour tous les poteaux dans la même zone.

Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.5}{0.7} = 2.5 \quad \text{d'ou} \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{10 \times 3.75 \times 97.18 \times 10}{70 \times 400} = 1.07 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1cadre 8HA10 = 6.28 cm²

$$\lambda_g = 2.5 \leq 3 : A_{t.min} = \frac{A_t}{t \times b} = \frac{6.28}{10 \times 0.70} = 0.89\% \geq 0.8\% \quad \text{Vérifiée}$$

Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.5}{0.7} = 2.5 \quad \text{d'ou} \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{7 \times 3.75 \times 79.84 \times 10}{70 \times 400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

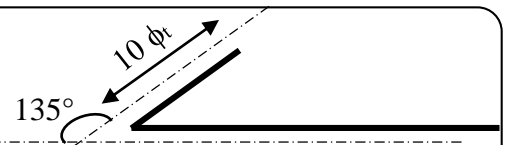
On adopte : 1cadre 8HA10 = 6.28 cm²

$$\lambda_g = 2.5 \leq 3 : A_{t.min} = \frac{A_t}{t \times b} = \frac{6.28}{7 \times 0.70} = 1.28\% \geq 0.8\% \quad \text{Vérifiée}$$

Tableau VI 6: Ferraillage transversales adopté de Section.

3 Sous-sols	Section	L(m)	λg	Vu (KN)	ρ _a	A _t	Condition
3 Sous-sols	(70x70)	2.5	2.5	79.84	3.75	8HA10	Vérifiée
RDC+3étages	(65x65)	2.89	3.11	51.62	3.75	8HA10	Vérifiée
3 ^{ème} au 7 ^{ème}	(60x60)	2.89	3.37	68.03	3.75	8HA10	Vérifiée
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	(55x55)	2.89	3.67	92.6	3.75	8HA10	Vérifiée

o Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°,
D'une longueur menée à 10φ_t = 10cm.



Détermination de la zone nodale :

- o Sens poutres principales $L' = 2h = 2 \times 0.6 = 120\text{cm}$
- o Sens poutres secondaires $L' = 2h = 2 \times 0.45 = 90\text{cm}$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} = \frac{250}{6} = 41; b = 70; 60\right) = 70 \text{ cm}$$

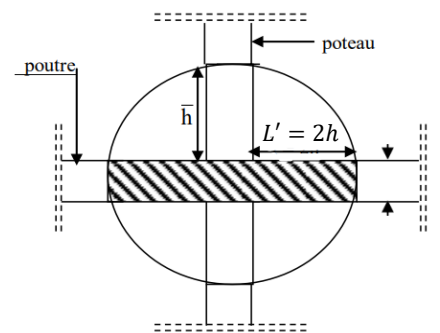


Fig VI 3 : longueur en zone nodale

Tableau VI 7: longueurs en zone nodale de chaque poteau.

Zone	Section	he(m)	h' (cm)	L' (poutre Principales) cm ²	L' (poutres secondaires) cm ²
3 Sous-sols	(70x70)	2.5	70	120	90
RDC+3étages	(65x65)	2.89	65	120	90
3 ^{ème} au 7 ^{ème}	(60x60)	2.89	60	120	90
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	(55x55)	2.89	55	120	90

6.1.6 Vérification ELU :

Vérification de l'effort tranchant selon (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

On vérifie la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ Mpa} \right.$
 $\left. 5 \text{ Mpa} \right.$

$$\tau_u = \frac{0.079}{0.7 \times 0.67} = 0.21 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

Tableau VI 8: Vérification de l'effort tranchant.

Zone	Section	V _u (kn)	τ _u (mpa)	τ̄ _u (mpa)	Condition
Zone 1	(70x70)	79.84	0.17	3.33	Vérifiée
Zone 2	(65x65)	51.62	0.13	3.33	Vérifiée
Zone 3	(60x60)	68.03	0.20	3.33	Vérifiée
Zone 4	(55x55)	92.6	0.33	3.33	Vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003Art 7-4-3-2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{sinon} \end{cases}$$

Tableau VI 9: Vérification des contraintes aux cisaillements.

Section	λ _g	ρ _d	V _u (kn)	τ (mpa)	τ̄ (mpa)	Condition
(70x70)	2.5	0.04	79.84	0.17	1	Vérifiée
(65x65)	3.11	0.04	51.62	0.13	1	Vérifiée
(60x60)	3.37	0.04	68.03	0.20	1	Vérifiée
(55x55)	3.67	0.04	92.6	0.33	1	Vérifiée

Vérification au flambement :

Lorsqu'un élément est élancé, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante pour éviter le phénomène d'instabilité dû aux flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad d'ou \quad \lambda = \frac{0.7 \times L_0 \times \sqrt{12}}{b}$$

Tableau VI 10: Vérification des poteaux au flambement de chaque section.

Zone	Section	L(m)	λ	Condition
3 SousSols	(70x70)	2.5	8.66	Vérifiée
RDC+3étages	(65x65)	2.89	10.8	Vérifiée
3 ^{ème} au 7 ^{ème}	(60x60)	2.89	11.67	Vérifiée
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	(55x55)	2.89	12.75	Vérifiée

Vérification de l'effort normal ultime : selon CBA93

Notre poteau est soumis à la flexion composée donc on doit justifier état limite ultime de stabilité de forme sur le poteau le plus sollicité suivant la formule suivante :

Effort $N_{max} = 3760.25KN$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda < 50 = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{8.66}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$Nu \leq \alpha \left(\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9} \times \gamma b \right) + \left(\frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \right) = \alpha \left(\left(\frac{0.462 \times 25}{0.9} \times 1.5 \right) + \left(\frac{48.3 \times 400 \times 10^{-4}}{1.15} \right) \right) 10^3 =$$

$$Nu = 3760.25 \leq 8457.7 KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

Résultat : Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (70x70 cm²). Le reste des calculs est présenté dans le tableau qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque type de poteau selon les règlements utilisés **B.A.E.L 91** et le **R.P.A 99V2003**.

Tableau VI 11: Ferraillage longitudinal et transversales adopté de chaque étage.

Niveau	Section Cm ²	As _{max} Cm ²	Armatures Longitudinales	Armatures transversales Cm ²	St (Cm)		Longueur de Recouvrement L _r (cm)
					Nodal	Courante	
3 Sous-Sols	(70x70)	44.1	4HA16+ 8HA25 =8.04+39.27 = 47.31cm ²	8HA10	7	10	T25⇒125cm T16⇒80 cm
RDC+3 étages	(65x65)	38.4	8HA20+4HA25 =25.13+19.63 =44.76cm ²	8HA10	7	10	T25⇒ 125 cm T20⇒ 100 cm
3 ^{ème} au 7 ^{ème}	(60x60)	32.4	8HA20+4HA16 =25.13+8.04 =33.17cm ²	8HA10	7	10	T20⇒ 100 cm T16⇒Lr80 cm
8 ^{ème} au 9 ^{ème}	(55x55)	27.22	8HA16+4H20 =16.08+12.57 =28.65cm ²	8HA10	7	10	T20⇒ 100 cm T16⇒ 80 cm

6.1.7 Vérification des contraintes à L'ELS :

Le poteau est soumis à la flexion déviée composée, pour la vérification à cette sollicitation on a utilisé la méthode Abaques d'A.Roussopoulos pour les sections partiellement comprimées soumis à la flexion déviée composée

$$e_y = \frac{M_{ser.y}}{N_{ser}} = 0.0093m \qquad e_z = \frac{M_{ser.}}{N_{ser}} = 0.021m$$

Aire total des barres : $4A(n - 1) = 4.91(4 - 1) = 14.73$ avec n nombre des barres

Pourcentage : $= \frac{4 \times 14.73 \times 100}{70 \times 70} = 1.2$ suivant l'abaque ... $v = 0.25$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{vbh} = \frac{2850}{0.25 \times 70^2} = 2.32 \text{ mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

La contrainte de compression de béton est vérifiée pour toutes les sections.

6.1.8 Schéma de ferrailage des poteaux

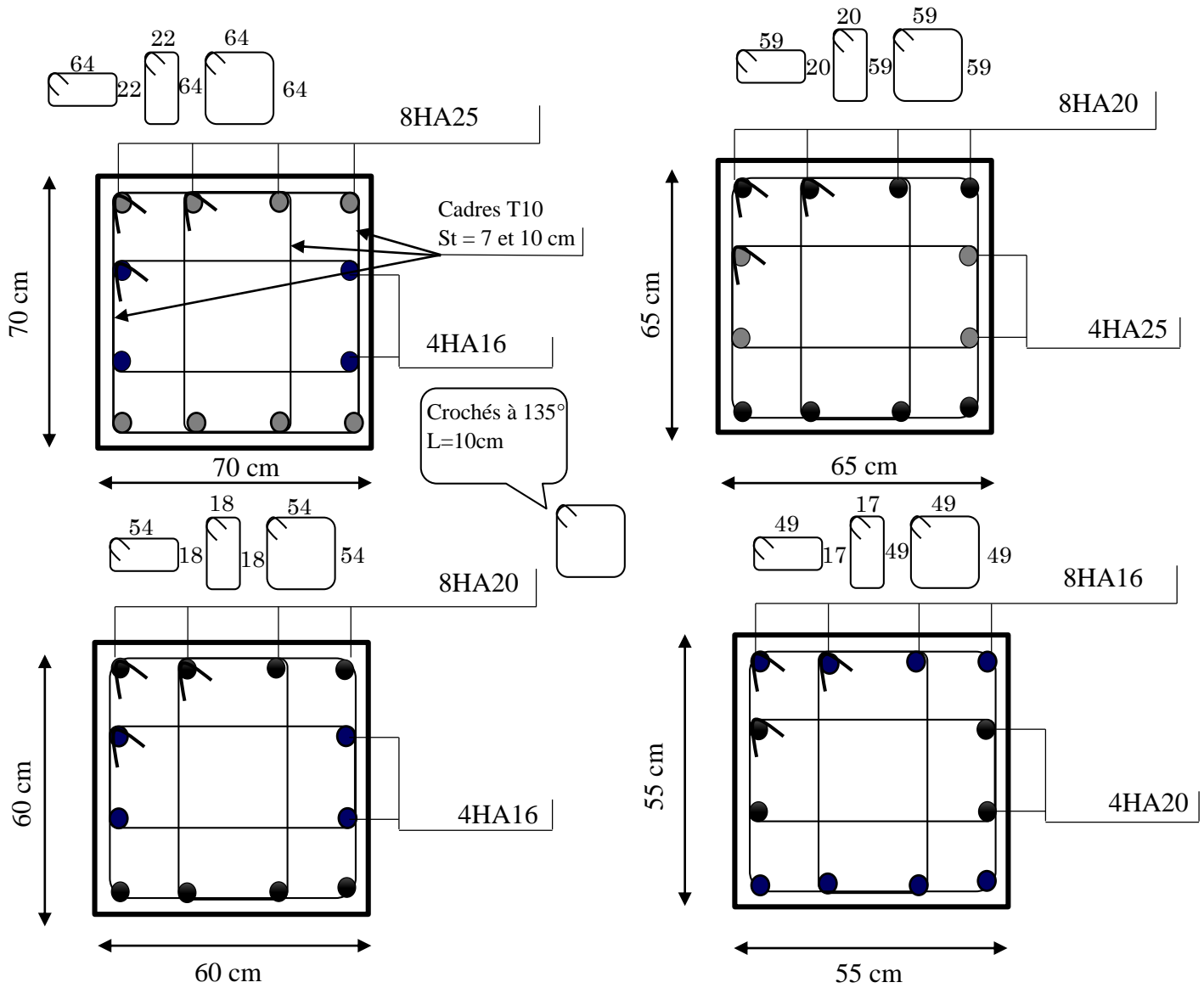


Fig VI 4 : Schéma de ferrailage des poteaux

6.2 Ferrailage des poutres :

Le ferrailage sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), ensuite

On vérifie à l'état limite de service (ELS), en suivant les recommandations exigées par L'RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Rebot structural analysis 2019, avec les résultats les plus défavorables, présenté par BAEL91 et le RPA99 :

- **ELU** : Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q.**
- **ELS** : **G+Q**
- **Situation accidentelle** : **G + Q ± E, et 0,8 G ± E.**

Recommandation selon RPA 99(V2003):

- 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.
- **6%** en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **50φ en ZONE 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 longitudinales : le choix des armatures longitudinales est le maximum des 3 sections suivantes calculé :

○ A_{cal} calculer en flexion simple

○ $A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

○ $A_{RPA} = 0.5\% B$

$$A = \max(A_{cal}; A_{CNF}; A_{RPA}) :$$

Armatures transversales :

La quantité est de $A_t = 0.003 \times St \times B$

- o L'espace maximum est de : Zone nodal $St = (\frac{h}{4}, 12\phi)$
- o Dehors de la zone nodale : $St \leq \frac{h}{2}$

ϕ : 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.

6.2.1 Calcul des armatures longitudinales :

6.2.1.1 Poutres principales (35 × 60) :

Le calcul se fait sur la base de prendre le moment entravé et en appui maximal entre les différents Combinaisons (ELU, ELS, ACC) En utilisant le logiciel rebot.

Alors on va prendre la poutre la plus sollicité entre les différents Combinaisons (ELU, ELS, ACC) dans notre structure et on va généraliser sur le reste.

Calcul exemplaire :

Les sollicitations extraites de rebot sont :

Tableau VI 12 : Sollicitations de calcul la poutre.

Poutres principales					
En Appuis (KN.m)			En Travée (KN.m)		
M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}
-342.16	-242.36	-280.70	180.38	128.27	172.71

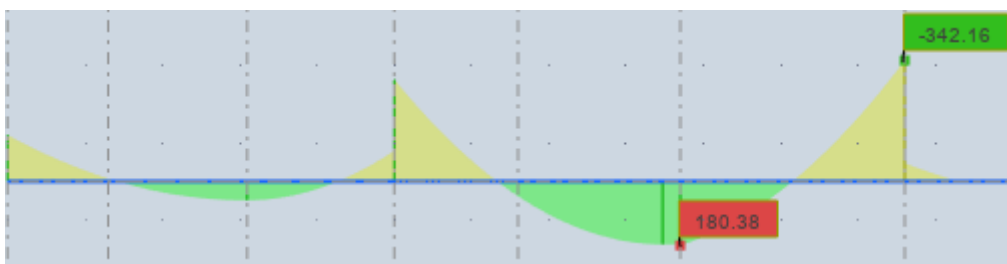


Fig VI 5 : diagramme des moment max poutre principales à ELU.

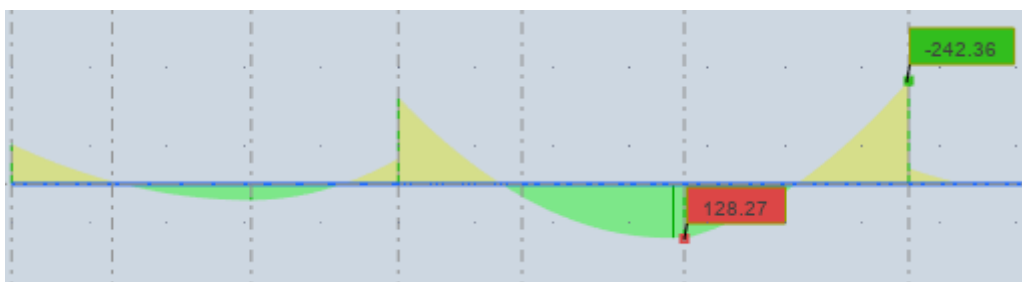


Fig VI 6 : diagramme des moment max poutre principales à ELS.

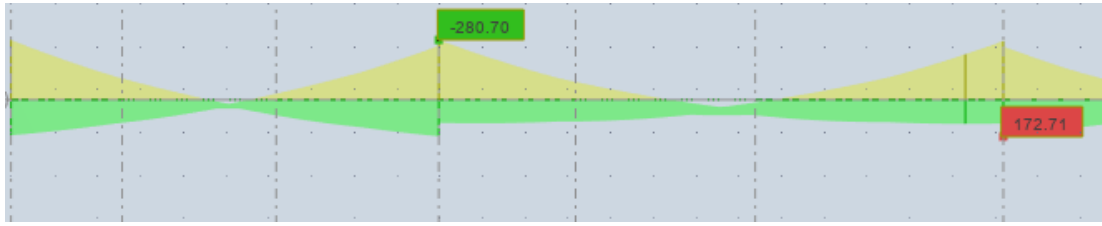


Fig VI 7 : diagramme des moment max poutre principales cas ACC.

La poutre est soumise à la flexion simple.

6.2.1.1.1 À l'ELU :

Calcul du ferraillage longitudinales

En Appuis : $M_a^u = -342.16 \text{Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{342.16 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.236$$

$$\mu = 0.236 < 0.392$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.236}) = 0.341$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.54 (1 - (0.4 \times 0.341)) = 0.466 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{342.16 \times 10}{0.466 \times 348} = 21.09 \text{ cm}^2$$

En travée : $M_t^u = 180.38 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{180.38 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.124$$

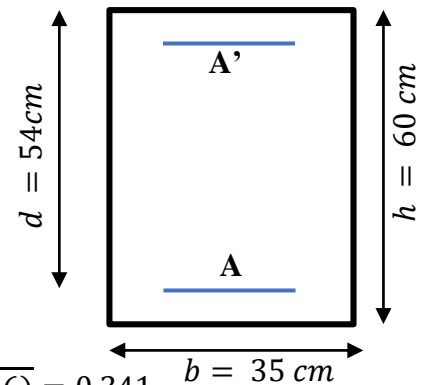
$$\mu = 0.124 < 0.392$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.124}) = 0.166$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.54 (1 - (0.4 \times 0.166)) = 0.504 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{180.38 \times 10}{0.504 \times 348} = 10.26 \text{ cm}^2$$



6.2.1.1.2 Ferrailage en Combinaison ACC : Calcul du ferrailage longitudinales

En Appuis : $M_a^{acc} = -280.70 \text{Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{280.70 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.193$$

$$\mu = 0.193 < 0.392$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.193}) = 0.270$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.54 (1 - (0.4 \times 0.270)) = 0.481 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{acc}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{280.70 \times 10}{0.481 \times 400} = 14.58 \text{ cm}^2$$

En travée : $M_t^{acc} = 172.71 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{172.71 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.119$$

$$\mu = 0.119 < 0.392$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.119}) = 0.159$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.54 (1 - (0.4 \times 0.159)) = 0.505 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^{acc}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{172.71 \times 10}{0.505 \times 400} = 8.54 \text{ cm}^2$$

Alors : On va choisir la section d'armature maximal entre les différentes combinaisons calculées précédent en appuis et en travée afin de la comparer avec les sections minimales exigé par BAEL91 et RPA99V2009 et prendre la valeur la plus grande.

- $A_{t.max} = 10.26 \text{ cm}^2$
- $A_{a.max} = 21.09 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 35 \times 60 \times 2.1}{400} = 2.5 \text{ m}^2$

Recommandation RPA99v03 : $A_{min.RPA} = 0.5\%B = 0.005 \times 35 \times 60 = 10.5 \text{ cm}^2$

$A_{max.RPA} = 4\%B = 0.04 \times 35 \times 60 = 84 \text{ cm}^2$ (Zone courante)

$A_{max.RPA} = 6\%B = 0.06 \times 35 \times 60 = 126 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement)

Le tableau suivant résume les différentes sections minimales exigé et les sections de calcul

Tableau VI 13: Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Poutres principales						Armatures Choisi
	$A_{min} \text{ Cm}^2$		$A_{cal} \text{ Cm}^2$		$A_{max} \text{ Cm}^2$		
	BAEL	RPA	A_a	A'	A_a	A'	
Appuis	2.5	10.5	21.09	0	126	0	5HA20+3HA16= 15.71+6.03= 21.74cm ²
			A_t	A'	A_t	A'	
Travée	2.5	10.5	10.26	0	84	0	6HA16= 12.06cm ²
			A_t	A'	A_t	A'	

6.2.1.2 Ferraillage des Poutres secondaires (35 × 45) :

Les sollicitations extraites de robot sont :

Tableau VI 14: Sollicitations de calcul les poutres secondaires.

Poutres secondaires					
En Appuis (KN.m)			En Travée (KN.m)		
M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}
-88.35	-64.27	-135.18	78.93	57.27	101.52

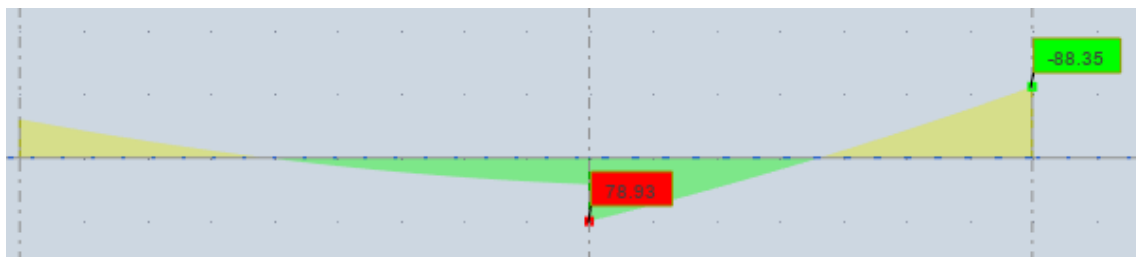


Fig VI 8 : diagramme des moment max poutre secondaire à ELU.

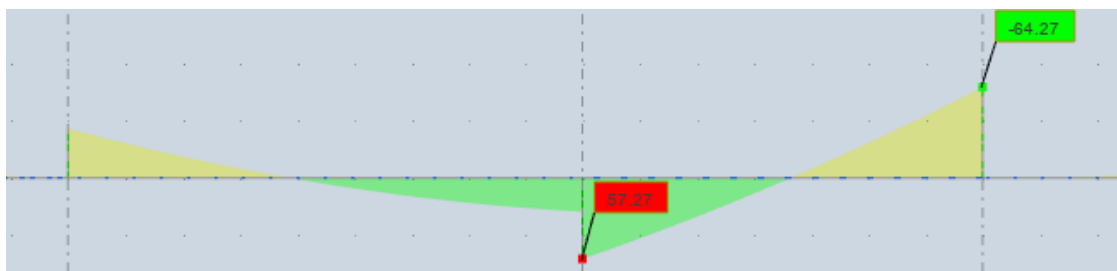


Fig VI 9: diagramme des moment max poutre secondaire à ELS.

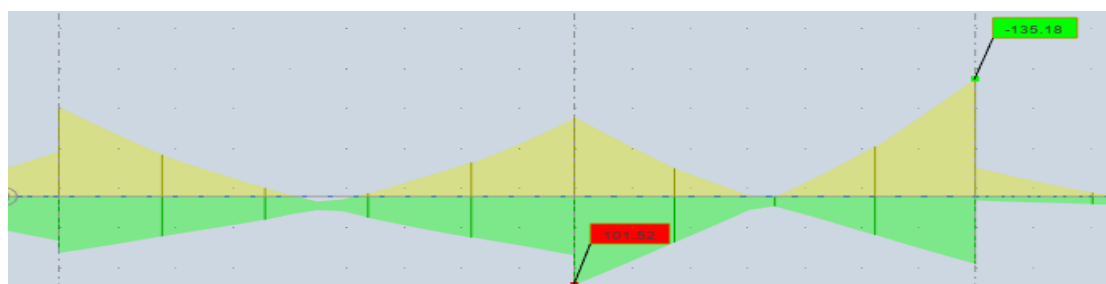


Fig VI 10 : diagramme des moment max poutre secondaire cas ACC.

Le même calcul a été fait à ELU et le cas Accidentelle pour les poutres secondaires donc :

$$A_{t,max} = 6.3cm^2$$

$$A_{a,max} = 8.6cm^2$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 35 \times 45 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.90 m^2}$$

$$\text{Recommandation RPA99v03 : } A_{min.RPA} = 0.5\%B = 0.005 \times 35 \times 45 = \mathbf{7.87 cm^2}$$

$$A_{max.RPA} = 4\%B = 0.04 \times 35 \times 45 = \mathbf{63 cm^2}$$
 (Zone courante)

$$A_{max.RPA} = 6\%B = 0.06 \times 35 \times 45 = \mathbf{94.5 cm^2}$$
 (Zone de recouvrement)

Le tableau suivant résume les différentes sections minimales exigé et les sections de calcul.

Tableau VI 15 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

	Poutres secondaires						Armatures Choisi
	A _{min} Cm ²		A _{cal} Cm ²		A _{max} Cm ²		
	BAEL	RPA	A _a	A'	A _a	A'	
Appuis	1.9	7.87	A _a	A'	A _a	A'	6HA14 =
			8.6	0	94.5	0	9.24 cm ²
Travée	1.9	7.87	A _t	A'	A _t	A'	6HA14 =
			6.3	0	63	0	9.24 cm ²

Identification de longueur minimale de recouvrement :

Recouvrement minimal en zone III est de : L = 50 φ

Tableau VI 16: Longueur de recouvrement poutres.

Diamètre ϕ	$L=50 \phi$ (cm)
12 cm	60
14 cm	70
16 cm	80
20 cm	100

6.2.1.2.1 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait sur la base de contrainte de cisaillement provoqué par l'effort tranchant.

D'après le Bael 91 : la section minimale est de $A_t = \frac{0.4b \times St}{f_e}$

Avec : b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des armatures transversales.

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}).$$

Alors : $St \leq \min(54; 40\text{cm})$ on adopte 15 cm

$$A_t = \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

6.2.1.2.2 Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

- Diamètre des poutres principales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\text{min}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{60}{35}, \frac{35}{10}, 1.2 \right\} = 1.2 \text{ cm}$$

D'où on prend $\phi = 8\text{mm}$

- Diamètre des poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\text{min}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}, \frac{35}{10}, 1.2 \right\} = 1.2 \text{ cm}$$

D'où on prend $\phi = 8\text{mm}$

Selon le RPA99/version 2003 : La section minimale est de $A_t = 0.003 \times St \times b$

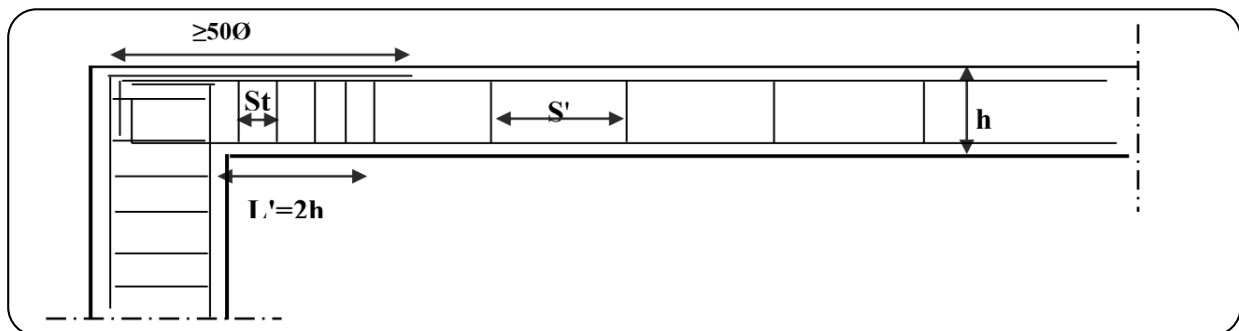


Fig VI 11: Les espacements nécessaires à vérifiées dans une poutre.

6.2.1.2.3 L'espaceur maximal (poutre principale (35 × 60)) :

⇒ En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi; 30\text{cm}) = \min (15, 12 \phi, 30) = 10\text{cm} \Rightarrow St = 10\text{cm}$$

⇒ En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 30\text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

6.2.1.2.4 L'espaceur maximal (poutre secondaire (35 × 45)) :

⇒ En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2h = 2 \times 0.45 = 0.9 \text{ m}$

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi; 30\text{cm} \right) = (11.25; 14.4; 30) = 10 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

⇒ En zone courante : $St \leq \frac{h}{2}; St = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{cm}$

L'espaceur maximal :

En zone nodale : $St = 10\text{cm}$

En zone courante : $St = 15\text{cm}$

$$\text{Donc : } A_t = 0.003 \times St \times b = 0.3\%15 \times 35 = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.3\%10 \div 10 = 1.05 \text{ cm}^2 \geq 0.525 \text{ cm}^2$$

Résultats :

- Espaceur adopte est le minimum de $S_{t.BAEL}$, et $S_{t.RPA}$: on adopte $S_{t.RPA}$
- Choix des armatures transversales est de $4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Cadre T8
- Avec un cadre un epingle et un étrier de $\Phi = 8 \text{ mm}$ $\theta = 135^\circ$

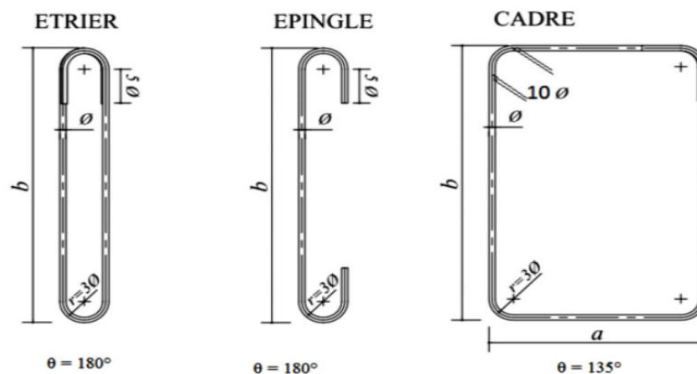


Fig VI 12 : Armatures transversales utilisé dans les poutres

Résultat : Vue le nombre important des poutres à étudier, nous avons présenté précédemment un exemple de calcul d'une poutre principale et une secondaire les plus sollicité pour que le reste des calculs est généralisé dans tous les étages présentés dans le tableau qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99V2003.

Tableau VI 17: Ferraillage longitudinal et transversales des poutres adoptées.

Poutre	Section Cm ²	Armatures Longitudinales		Armatures transversales Cm ²	St (Cm)		Longueur de Recouvrement (cm)
		Appuis	Travée		St	St'	
Principale	(35x60)	5HA20+	6HA16	4 Φ 8	10	15	T20⇒ 100 cm T16⇒ 80 cm
Secondaire	(35x45)	6HA14	6HA14	4 Φ 8	10	15	T14⇒ 70 cm T12⇒ 60 cm

6.2.2 Vérification :

Dimensions à respecter par les poutres : selon RPA.

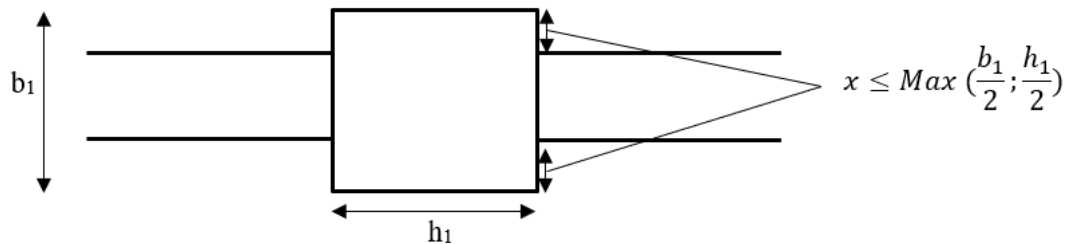


Fig VI 13: Dimensions à respecter par les poutres

- Poutre principale : $b = 35 \rightarrow x = 17.5\text{cm} \leq \frac{70}{2} = 35\text{ cm}$ **Vérifiée**
- Poutre secondaire : $b = 35 \rightarrow x = 17.5\text{cm} \leq \frac{70}{2} = 35\text{ cm}$ **Vérifiée**

Vérification du cisaillement du béton :

On vérifie la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{Mpa (durable)} \\ = 4.34\text{Mpa (accidentelle)} \\ 5\text{Mpa} \end{array} \right.$

Poutre Principale : $V_{u,max} = 366.59\text{KN}$

$\tau_u = \frac{366.59 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.54} = 1.93\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u$ **Vérifiée**

Poutre secondaire : $V_{u,max} = 442.16KN$

$$\tau_u = \frac{442.16 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.40.5} = 3.11Mpa \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

6.2.2.1 Vérification des Contraintes de béton à ELS :

Prenant le cas ls plus défavorable des sollicitations afin de vérifier la contrainte de compression (fissuration peu nuisible) dans la section des poutres.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 MPa$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Tableau VI 18: Vérification à ELS des poutres.

	Ms	A	I	Y	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Appuis PP	242.26	21.74	454718	23.89	0.53	12.71	15	Vérifiée
Travée PP	128.27	12.06	301636	19.14	0.42	8.12	15	Vérifiée
Appuis PS	64.24	9.24	129256	14.47	0.49	7.16	15	Vérifiée
Travée PS	57.27	9.24	126256	14.47	0.44	6.38	15	Vérifiée

6.2.2.2 Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) : BAEL

Selon le la poutre d'étage la plus sollicité.

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

Vérification de flèche de la poutre principale :

$$f = 6.42 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{660}{500} = 1.32 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification de flèche de la poutre secondaire :

$$f = 1.38 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{450}{500} = 0.95 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Résultat : Les conditions précédentes de la flèche des poutres principales et secondaires sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

6.2.2.3 Schéma de ferrailage des poutres :

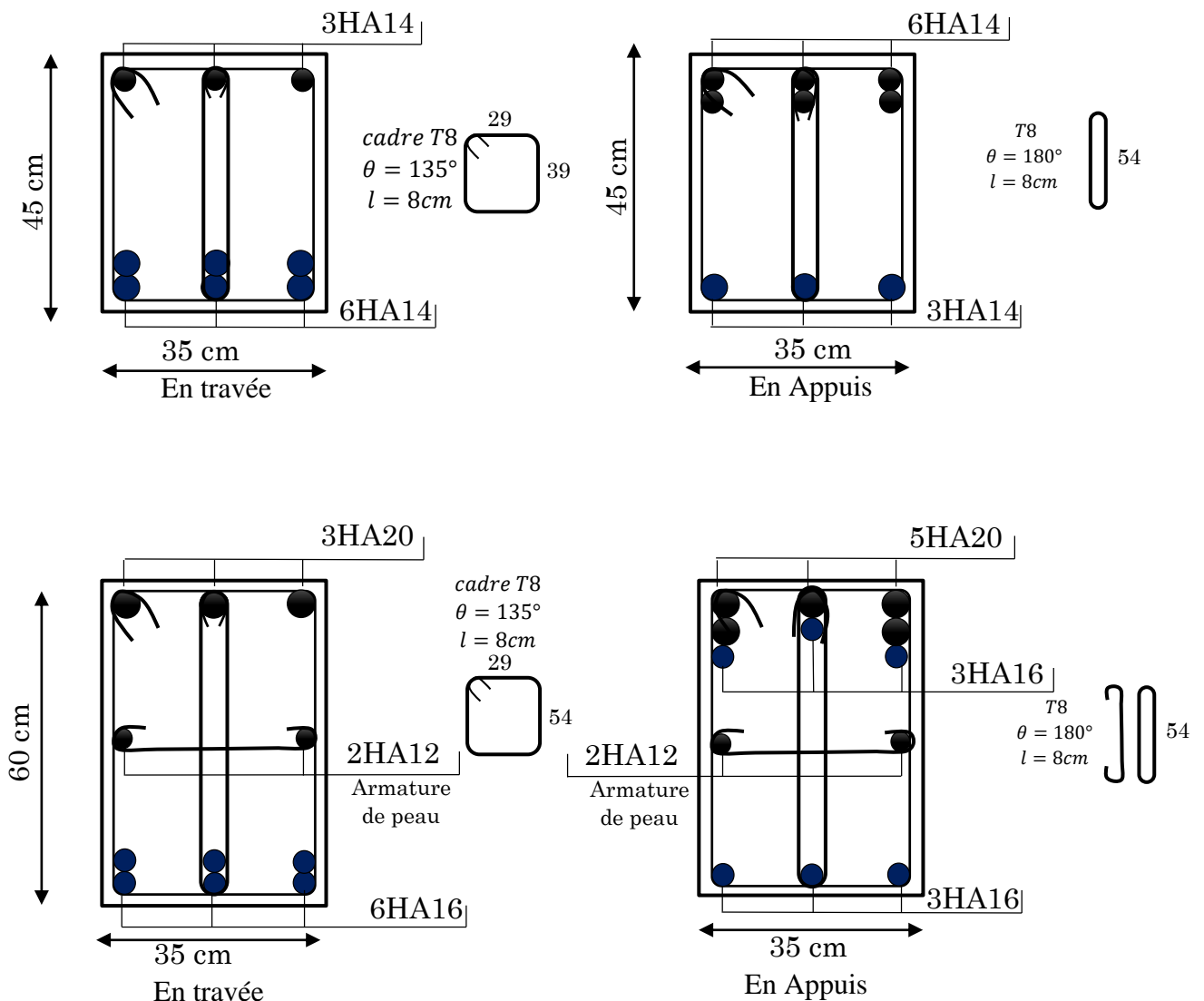


Fig VI 14: Schéma de ferrailage des poutres.

Conclusion : Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrailées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel robot 2019 dans les combinaisons les plus défavorable.

CHAPITRE VII :

Ferraillage des voiles

CHAPITRE VII : Ferrailage des voiles

7 Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier les voiles de notre bâtiment (voile de contreventement) ce qui est définie comme une console encastrée a sa base.

Il est soumis aux sollicitations suivantes :

- Un moment fléchissant, un effort tranchant provoqués par les actions sismiques.
- Effort normal dû aux charges permanentes G d'exploitation Q et les charges sismiques.

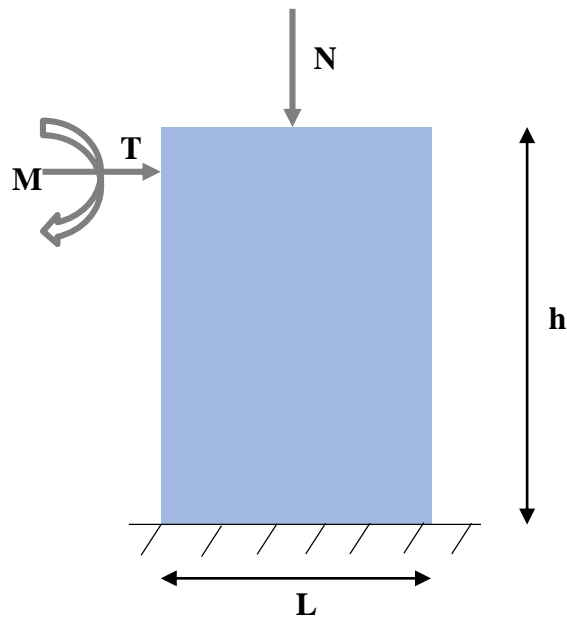


Fig VII 1 : Sollicitations des voiles.

Le voile de contreventement sera calculé en flexion composée et au cisaillement de l'effort tranchant dû au charges horizontales et verticales.

Pour cela les type d'armatures utilisée sont :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La structure de notre projet est contreventée par des voiles afin d'assurer la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

7.1 Bute de contreventement :

Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol, et raidir les constructions.

Les combinaisons d'action : selon BAEL91 et RPA99v2003

Les combinaisons exigées par la réglementation sont :

- Etat limite ultime : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E, 0,8 \pm E$
- Etat limite de service : $G + Q$

7.2 Les recommandations exigées par RPA99v2003 :

Acier vertical :

- Les armatures verticales doivent reprendre **la totalité de l'effort de traction**. Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :
 - Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de **0.20 %**.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
 - L'espace des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de **1/10** dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à **15 cm**.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de **crochets** à la partie supérieure
 - Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (**jonction par recouvrement**).

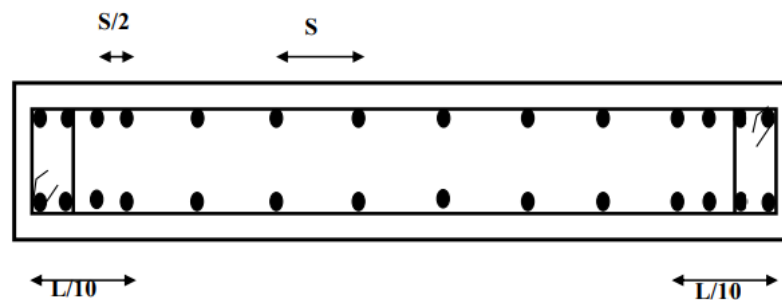


Fig VII 2 : Disposition des armatures verticales dans le voile

Acier horizontale :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de **l'effort tranchant**.

Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3 RPA99version 2003 : Elle doit être égale à : 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Aciers transversaux :

Le **RPA99v03** exige généralement minimum épingle par mètre carré leur rôle est de lier entre les 2 nappes d'armatures verticales en empêchant leur flambement, Elles sont perpendiculaires aux faces du voile.

Armature de potelet :

Une section d'armatures ($\geq 4HA10$) exigé à chaque extrémité du voile

Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

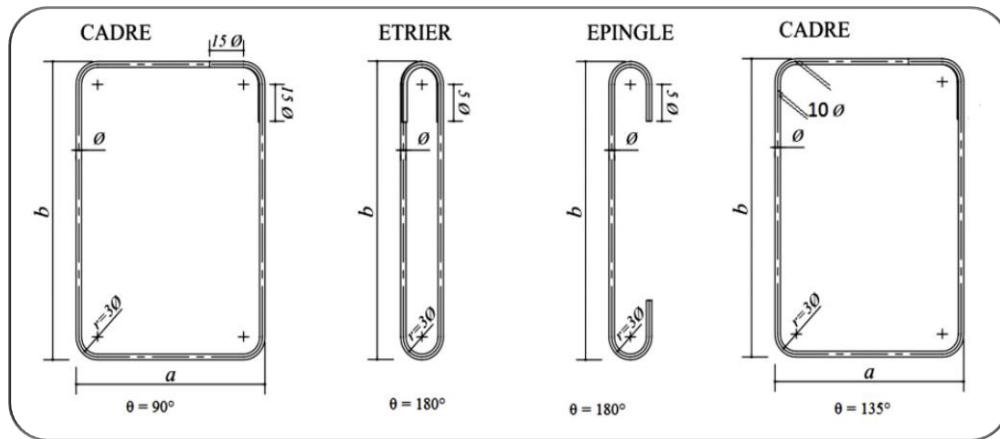


Fig VII 3: Les différentes types des cadres et épingles.

7.3 Méthode de ferrailage des voiles : on a 3 cas

- Section partiellement comprimée : $N_u = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$ et $A_v = \frac{N_u}{\sigma_s}$
- Section entièrement comprimée : Acier exigée par **RPA99v2003**
- Section entièrement tendue : $N_u = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L_t \times e$ et $A_v = \frac{N_u}{\sigma_s}$

7.3.1 Calcul exemplaire du voile de contreventement :

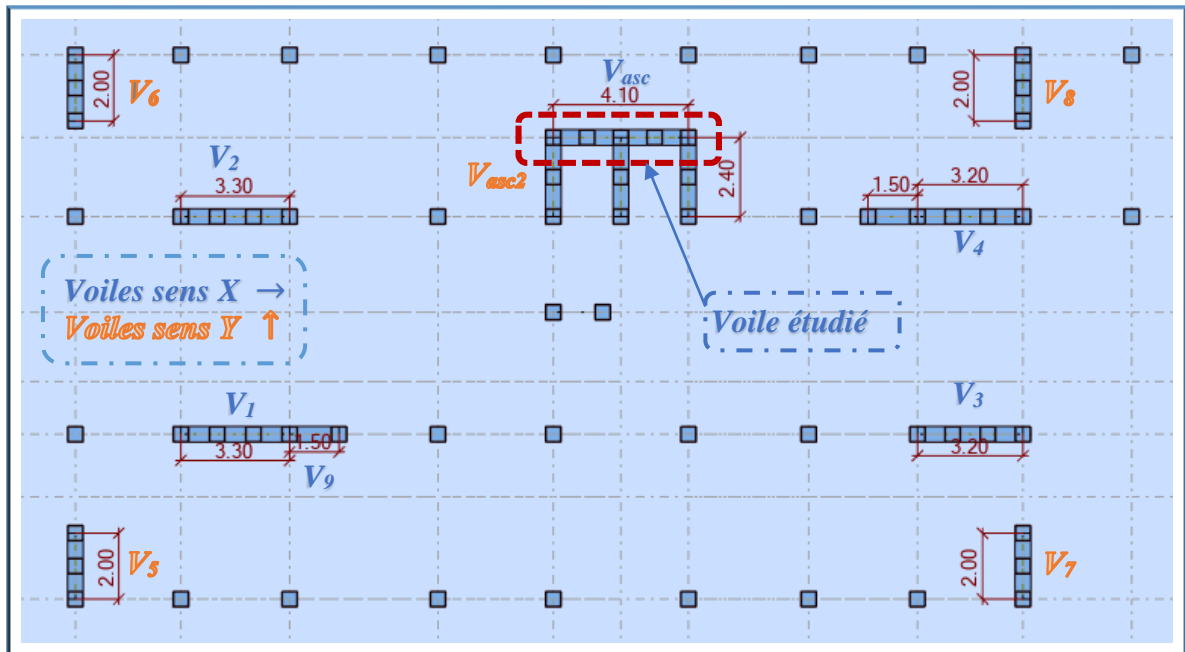


Fig VII 4 : Description et dimension des voiles étudié selon sens X et Y.

On présentera comme exemple de calcul le ferraillage du (voile V_{asc}) puis on récapitulera dans les autres voiles.

Selon le résultats extrait du logiciel robot de notre structure on a :

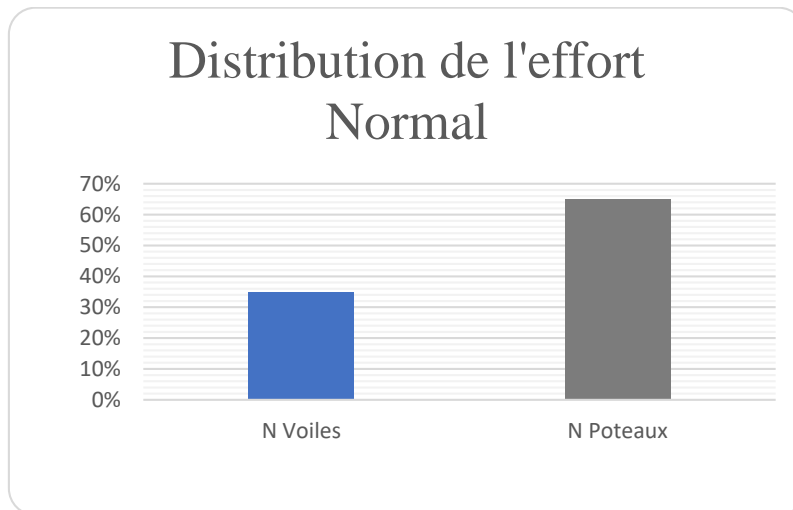


Fig VII 5 : Diagramme Distribution de l'effort normal des voiles et les poteaux en %.

Ce Diagramme montre que les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dû aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

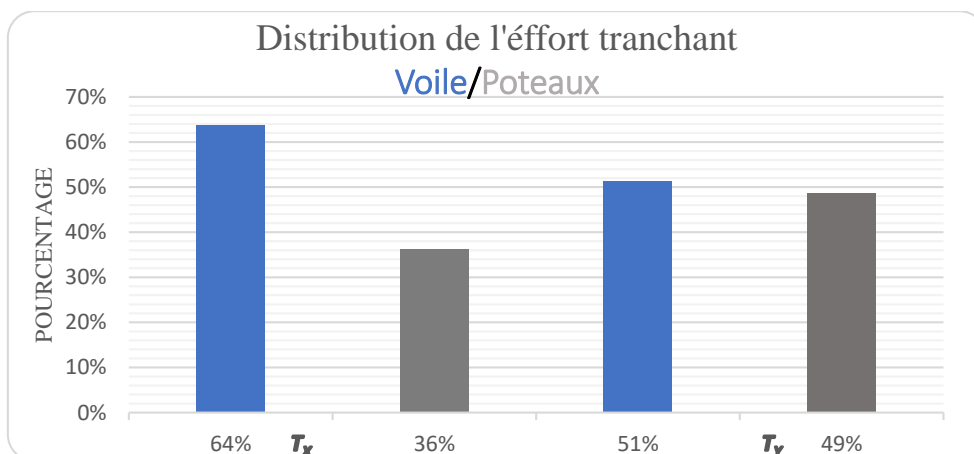


Fig VII 6 : Distribution de l'effort tranchant des 2 direction des voiles et poteaux en %.

Tableau VII 1 : Distribution de l'effort tranchant et normal des 2 direction des voiles et poteaux.

Étages	Voiles de contreventement			Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
	T _x	T _y	N	T _x	T _y	N
1	8067.75	6245.66	-34380.83	3456.96	3672.36	-39966.05
2	10369.56	8018.7	-30356.49	1085.78	1786.93	-36966.12
3	8989.13	8881.6	-21721.41	2287.87	656.42	-38412.74
4	5804.99	4194.43	-14531.24	5176.04	5051.7	-39124.32
5	7406.28	4112.55	-13158.62	3164.73	4780.8	-34524.33
6	6490.38	3462.21	-11673.03	3518.75	4927.18	-30038.8
7	5557.5	2810.55	-10166.63	3707.26	4934.76	-25574.08
8	4942.05	2617.08	-9061.47	3413.09	4356.39	-20769.29
9	4087.5	2215.74	-7587.52	3213.35	3862.95	-16466.01
10	3242.42	1867.31	-5971.68	2937.16	3279.89	-12882.43
11	2159.64	1222.45	-4362.04	2717.85	2841.13	-9292.67
12	1097.5	632.14	-2920.09	2288.35	2206.22	-5587.4
13	-79.29	-113.88	-1292.88	1661.96	1488.86	-2181.07

Résultat : Le RPA99v2009 exige que les forces sismique (les sollicitation horizontales) doit être reprise par les voiles à 100% selon les 2 direction x-x et y-y, d'une autre manière le voile doit être capable a résisté à la somme des 2 efforts tranchants (poteaux et le voile lui-même)

$$T_{total} = T_{voile} + T_{poteaux} \quad \text{dans les 2 direction X - Y}$$

Pour cela la nécessité d'augmenter les forces sismiques Vx et Vy d'un un rapport égal à $\frac{T_{total}}{T_{voile}}$

pour les 2 direction afin de attendre le taux de 100% des effort tranchant reprise par les voiles seulement et le implémenter dans le logiciel rebot .

Sens X-X

$$T_{X.voile} + T_{X.poteaux} = 8067.75 + 3456.96 = 11523.9 \text{ KN}$$

$$\frac{11523.9}{8067.75} = 1.42$$

Sens Y-Y

$$T_{X.voile} + T_{X.poteaux} = 6245.66 + 3672.36 = 9917.66 \text{ KN}$$

$$\frac{9917.66}{6245.75} = 1.58$$

Donc les valeurs implémentées dans le logiciel sont **1,42** et **1,58** afin d'augmenté les forces sismiques.

7.3.1.1 Dimension du voile et la contrainte de calcul :

Tableau VII 2: Dimension de calcul pour voile V.asc.

e	L (m)	$\Omega = e \times L$ (m ²)	$I = \frac{a \times I^3}{12}$	$V = \frac{L}{2}$ (m)	σ_{bna} (Mpa)
0.2	4.1	0.82	1.14	2.05	7.57

Les sollicitations des différentes combinaisons :

Le voile étudié est sollicité aux différentes combinaisons en (ELU, ACC) le tableau suivant résume tout le résultat calculé à l'aide du logiciel robot, selon les formules suivant on aura :

- $L_t = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \times L$
- $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times V$
- $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times V$

Tableau VII 3: Sollicitations de calcul du voile Vasc.

Cas	Combinaison	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	T (KN)	σ_g (Mpa)	σ_a (Mpa)	L_t
1	ELU	ELU	3314.87	-28	-5.48	4.09	3.99	0
2	G+Q+VX	ACC	1234.87	2735.34	212.91	-3.38	6.39	1.42
3	G+Q-VX	ACC	3592.86	-2776.26	-220.93	9.34	-0.57	0.24
4	G+Q+VY	ACC	6281.23	-244.9	-161.59	8.10	7.22	0
5	G+Q-VY	ACC	-1453.5	203.99	153.57	-2.14	-1.41	2.47
6	0.8G+VX	ACC	452.6	2741.47	214.07	-4.34	5.44	1.82
7	0.8G-VX	ACC	2810.6	-2770.12	-219.78	8.37	-1.52	0.63
8	0.8G+VY	ACC	5498.97	-238.77	-160.43	7.13	6.28	0
9	0.8G-VY	ACC	-2235.7	210.12	154.73	-3.10	-2.35	2.33

Remarque : Les cas les plus défavorable est 0.8G+VX (section partiellement comprimé)

Donc pour le calcul du notre voile est d'une section partiellement comprimée voir le diagramme suivant :

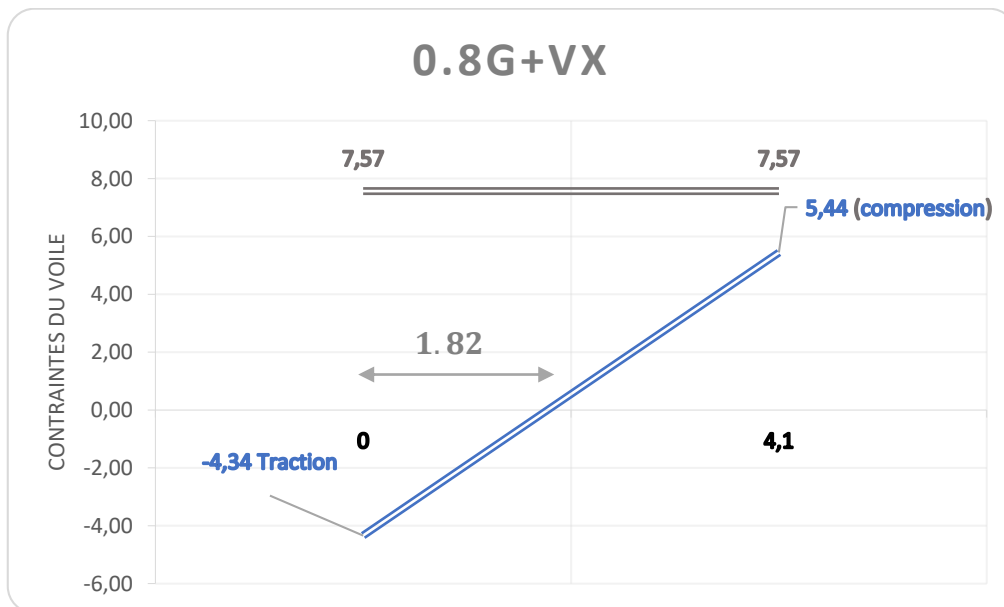


Fig VII 7: Diagramme des contraintes du voile Vasc

7.3.1.2 Calcul des armatures verticales :

Longueur tendue : $L_t = 1.82m$

$$\text{Alors } N_u = \frac{\sigma_1}{2} \times L_t \times e = \frac{4.34}{2} \times 1.82 \times 0.2 \times 1000 = 789.88 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{789.88 \times 10}{400} = 19.72 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale : Selon RPA (art : 7.7.4.1)

- Zone total $A_{min.rpa} = 0.15 \times e \times L = 0.0015 \times 20 \times 410 = 12.3 \text{ cm}^2$
- Zones tendues : $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e = 0.002 \times 20 \times 182 = 7.28 \text{ cm}^2$
- Zones courantes: $A_{min} = 0.2\% \times (L - L_t) \times e = 0.002 \times 20 \times 2.28 = 9.12 \text{ cm}^2$

Section minimale d'armature verticale : Selon le BAEL91 :

$$A_{min} > \left(0.23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right) = \frac{0.23 \times 20 \times 410 \times 2.1}{400} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera $\max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{RPA}) = 19.72 \text{ cm}^2$

Diamètre maximal des barres : $\phi = \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 20 \text{ mm (HA20)}$

Espacement entre les barres : selon (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

$$S_t \leq 1.5 \times e \quad \text{et} \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

En zone courante donc $S_t = 20 \text{ cm}$

Chaque extrémité l'espacement des barres doit être réduit de moitié donc $S_t = 10 \text{ cm}$

Sur une longueur du voile de $\frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$

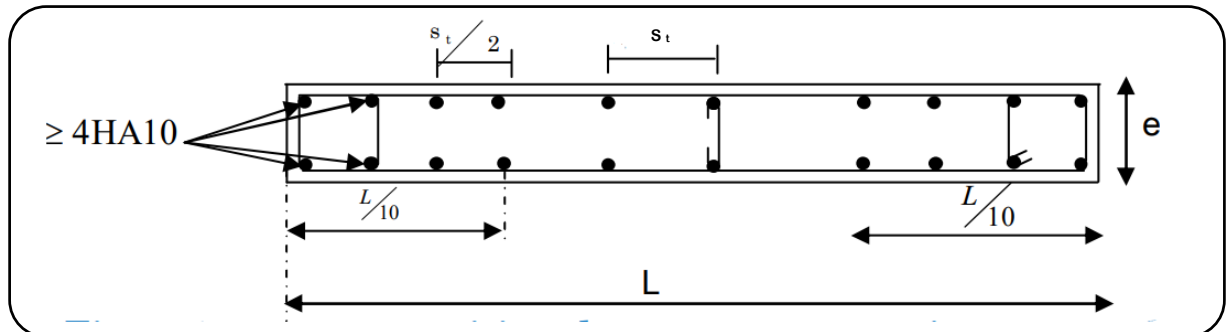


Fig VII 8: Disposition des armatures verticales dans le voile.

Résultats :

La section d'acier doit satisfaire les 19.72 cm^2 sur la longueur tendue du voile (1.82m).

7.3.1.3 Armatures horizontales :

Calcul exemplaire :

- Selon BAEL91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{55.4}{4} = 13.85 \text{ cm}^2$
- Selon RPA 99 : $0.15 \times L \times e = 12.3 \text{ cm}^2$

On adoptera 5HA12/ml suivant la hauteur sur chaque des 2 nappes avec $S_t=20$ cm

7.3.1.4 Armature transversale :

4 épingles au mètre carré de 4HA8 pour que les deux nappes d'armatures verticales seront reliées.

- Le tableau suivant résumera les armatures verticales des voiles.

Tableau VII 4 : ferraillage vertical de tous les voiles sous combinaisons la plus défavorable.

	Voile	L(m)	N(KN)	M (KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	N_u (KN)	A_v (cm ²)
Sens X	V _{asc}	4.1	452.6	2741.47	214.07	-4.34	5.44	1.82	789.3	19.73
	V ₉	1.5	-432	-140.97	-52.44	0.44	-3.32	1.32	439.3	10.9
	V ₁	3.3	1480	1597.68	-89.17	-2.16	6.64	0.81	174.5	4.37
	V ₂	3.3	852.7	1532.89	-113.3	-2.93	5.51	1.15	335.5	8.38
	V ₃	3.2	-193.2	-1570.6	100.76	4.30	-4.90	1.71	732.8	18.3
	V ₄	3.2	1540.39	1472.12	-78.98	-1.91	6.72	0.71	134.8	3.37
Sens Y	V ₅	2	-743.79	279.9	-396.3	-3.96	0.24	1.89	746.5	18.66
	V ₆	2	-829.5	-280.3	394.6	0.1	-4.2	1.9	830	20.7
	V ₇	2	-459.04	451.79	-480.6	-4.54	2.24	1.34	607.2	15.2
	V ₈	2	-566.42	-458.87	475.4	2.03	-4.86	1.41	685.6	17.14
	V _{asc2}	2.4	885.07	-1040.5	262.6	7.26	-3.58	0.79	283	7.07

7.3.2 Vérifications à ELU:

Vérification de contrainte de cisaillement : selon RPA on doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{Pour qu'il n'aura pas de cisaillement.}$$

Sachant que l'effort tranchant du voile est : $V_u \text{ max} = 214.07 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{1.4 \times V_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 214.07 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.69} = 0.29 \leq \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{Vérfifié}$$

Selon **BAEL91** : $T_u \leq \bar{T}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa})$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{214.07 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.69} = 0.41 \leq \bar{T}_u \quad \text{Vérfifié}$$

Tableau VII 5 : tableau de Vérification de contrainte de cisaillement des voiles.

Voile	d(m)	b(m)	V _{u,max}	BAEL T _u Mpa	T _u Mpa	T _u Mpa	BAEL T _u Mpa	Condition
V _{asc}	3.69	0.2	219.78	0.29	0.41	5	2.5	Vérifié
V ₉	1.35	0.2	176.37	0.65	0.91	5	2.5	Vérifié
V ₁	2.97	0.2	93.54	0.15	0.21	5	2.5	Vérifié
V ₂	2.97	0.2	120.05	0.20	0.28	5	2.5	Vérifié
V ₃	2.88	0.2	104.82	0.18	0.25	5	2.5	Vérifié
V ₄	2.88	0.2	87.5	0.15	0.21	5	2.5	Vérifié
V ₅	1.8	0.2	415.85	1.15	1.61	5	2.5	Vérifié
V ₆	1.8	0.2	409.12	1.13	1.60	5	2.5	Vérifié
V ₇	1.8	0.2	516.37	1.43	2	5	2.5	Vérifié
V ₈	1.8	0.2	505.03	1.4	1.96	5	2.5	Vérifié
V _{asc2}	2.16	0.2	384.67	0.8	1.12	5	2.5	Vérifié

7.3.3 Vérification à L'ELS :

le calcul fait préalablement à ELU doit être vérifié à ELS.

Vérification de la contrainte du béton à L'ELS : $\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$

Le cas du notre voile étudié $N_s = 2416.9Kn$

B : section du voile. / A : armatures.

$$\sigma_b = \frac{2416.9 \times 10^3}{(200 \times 4100) + (15 \times 55.4 \times 10^2)} \leq 0.6f_{c28} = 15$$

Condition vérifiée

Tableau VII 6 : Vérification de la contrainte du béton à L'ELS.

Voile	D (m)	B(m ²)	N _s (Kn)	A (Cm ²)	σ_b (mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (mpa)	Condition
V _{asc}	4.1	0.82	2416.9	55.4 cm ²	2.67	15	Vérifié
V ₉	1.5	0.3	1088.5	13.85cm ²	3.39	15	Vérifié
V ₁	3.3	0.66	2317.1	18.1cm ²	3.37	15	Vérifié
V ₂	3.3	0.66	2596.1	20.36 cm ²	3.75	15	Vérifié
V ₃	3.2	0.64	2508.5	27.7 cm ²	3.78	15	Vérifié
V ₄	3.2	0.64	2295.2	18.1cm ²	3.44	15	Vérifié
V ₅	2	0.4	568.9	20.36cm ²	1.31	15	Vérifié
V ₆	2	0.4	596.2	21.56 cm ²	1.32	15	Vérifié
V ₇	2	0.4	648.44	24.64cm ²	1.48	15	Vérifié
V ₈	2	0.4	786.5	24.64cm ²	1.79	15	Vérifié
V _{asc2}	2.4	0.48	1496.2	20.36cm ²	3.48	15	Vérifié

Tableau VII 7 : ferrailage des voiles sous combinaisons plus défavorable.

Voile	St		L (m)	Zone d'about	Choix d'armatures/ nappe	A _v (cm ²)	A _h (cm ²)	A _t (cm ²)	Amin RPA (cm ²)
	St	St'							
V _{asc}	20	10	4.1	41	18HA14	36HA14 55.4 cm ²	5HA12/ml	4HA8/m ²	16.4
V ₉	15	7	1.5	15	6HA12	12HA12 13.85cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	6
V ₁	20	10	3.3	33	8HA12	16HA12 18.1cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	13.2
V ₂	20	10	3.3	33	9HA12	18HA12 20.36	5HA10/ml	4HA8/m ²	13.2
V ₃	20	10	3.2	32	9HA16	18HA16 27.7cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	12.8
V ₄	20	10	3.2	32	8HA12	16HA12 18.1cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	12.8
V ₅	15	7	2	20	9HA12	18HA12 20.36cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	8
V ₆	15	7	2	20	7HA14	14HA14 21.56 cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	8
V ₇	15	7	2	20	8HA14	16HA14 24.64cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	8
V ₈	15	7	2	20	8HA14	16HA14 24.64cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	8
V _{asc2}	15	7	2.4	24	9HA12	18HA12 20.36cm ²	5HA10/ml	4HA8/m ²	9.6

7.3.4 Schéma de ferrailage du voile :

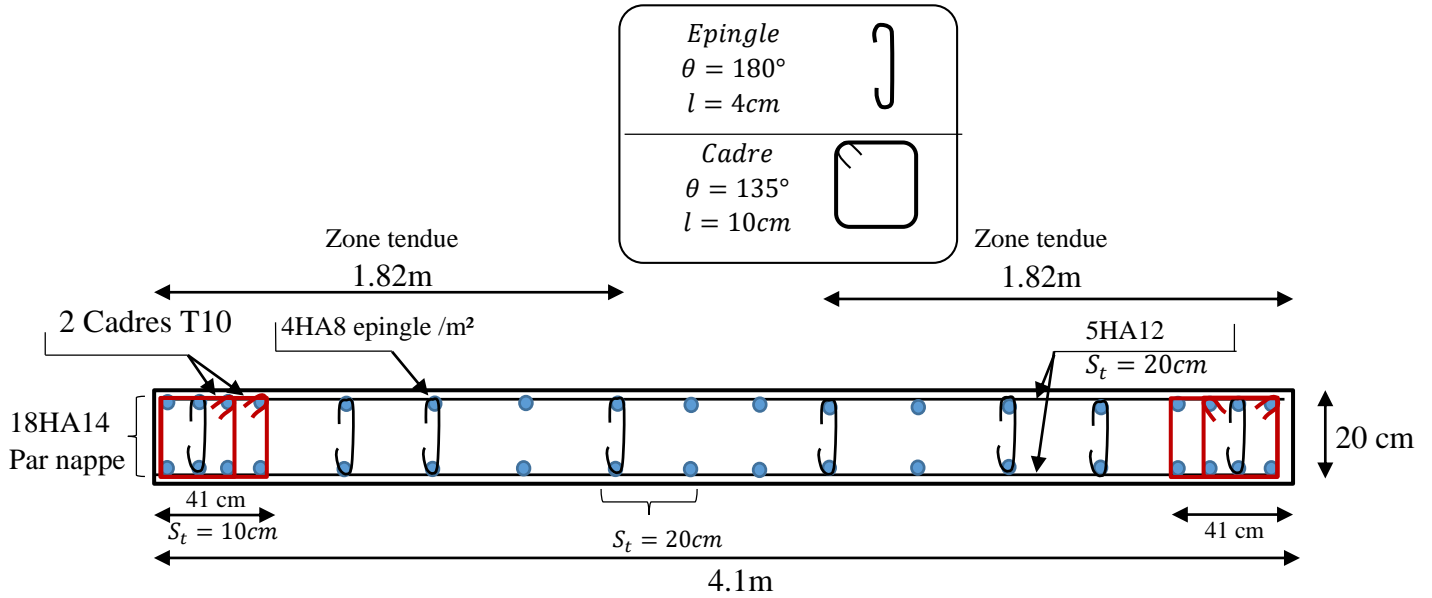


Fig VII 9 : Schéma de ferrailage du voile.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les voiles de contreventement. Les voiles ont été calculés vérifiées et ferrailés, le calcul a été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Robot structural analysis 2019. Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

CHAPITRE VIII :

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

8 Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sols.

8.1 Caractéristique du sol :

Pour savoir la capacité de notre sol une étude préalable a été fait et rédigé dans un rapport géotechnique et qu'elle nous a donné la valeur de **2.0 bars** comme contrainte admissible du sol σ_{sol} à une profondeur de **1.5m**, le site approprié est classé dans la catégorie **S3** selon RPA99V2003.

8.2 Choix de type de fondations :

- Le choix suit 3 types (semelles filantes /Semelle isolée/ Radier général).

Le calcul des fondations superficielles se fait à l'état limite de service pour le dimensionnement extérieur et pour leurs armatures c'est à état limite ultime ou à l'état limite de service selon la condition de fissuration.

8.2.1 Semelles isolées sous poteaux :

On considère l'effort normal N à la base du poteau le plus sollicité uniquement afin de prédimensionner la semelle.

La condition d'Homothétie des dimensions :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad d'ou \quad S \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 2041.94 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S \geq \frac{2850.49}{200} = 14.25 \text{ m}^2 \quad \text{et } S = A \times B \quad A = B = \sqrt{S} = \sqrt{14.25} = 3.77 \text{ m}$$

Résultats : dû aux grands rapports de dimension qui existe entre les semelles et les distances entre les axes des poteaux de notre bâtiment on peut dire qu'il y a un chevauchement entre semelles, pour cela on entame avec les semelles filantes.

8.2.2 Calcul semelle filante :

Afin de calculer les semelles filantes, la somme des efforts normaux de tous les voiles et poteaux qui se trouve dans une même ligne est l'effort normal supporté par une semelle

filante pour cela on doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec : $N = \sum N_i$ de chaque fil de voile et poteau.

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle. Et **L** : Longueur de la file considérée.

$$D'o\grave{u} B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

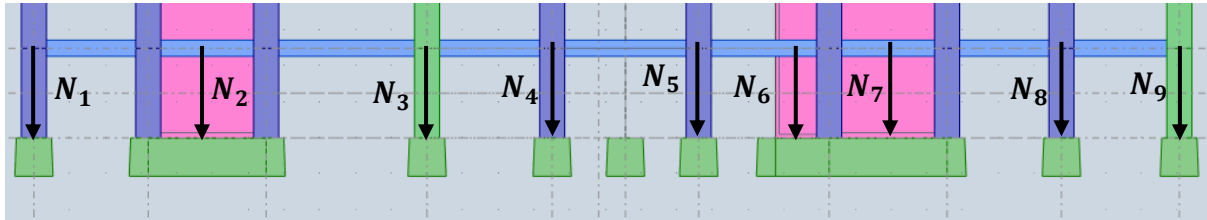


Fig VIII 1: Portique sous-sol 3 le plus sollicité.

$$\sum N_i = 778.2 + 1127.83157.1 + 1432.5 + 1538.5 + 1550.9 + 2816.4 + 3574.56 + 772.4 = 16744.9 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{16744.9}{200 \times 32.05} = 2.6M$$

On adopte une semelle filante de 3 m.

Résultats : il existe toujours un chevauchement entre les deux semelles dû aux distances entre les axes de deux portiques parallèles donc on ne peut pas réaliser avec une semelle filante.

Ainsi que le pourcentage de surface des semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{364.8 \text{ m}^2}{490.54 \text{ m}^2} = 74.36\% \geq 50\%.$$

Ceci nous amène à proposer un radier général, ce type de fondation présente les avantages suivants :

- ✓ Facilité d'exécution
- ✓ Diminution de la pression exercée par la structure sur le sol.
- ✓ Réduction du tassements différentiels.

8.2.3 Radier général :

Un radier une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, elle peut être d'une forte épaisseur ou nervurée, la dalle nervurée est d'une épaisseur mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Pour des raisons économiques on adoptera un radier nervuré dans notre projet.

La somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, voiles et poteaux est l'effort normal total supporté par le radier.

8.3 Calcul de Radier :

Pour le calcul du radier une modélisation a été fait afin d'avoir une meilleur interprétation et résultat.

Périmètre du radier :

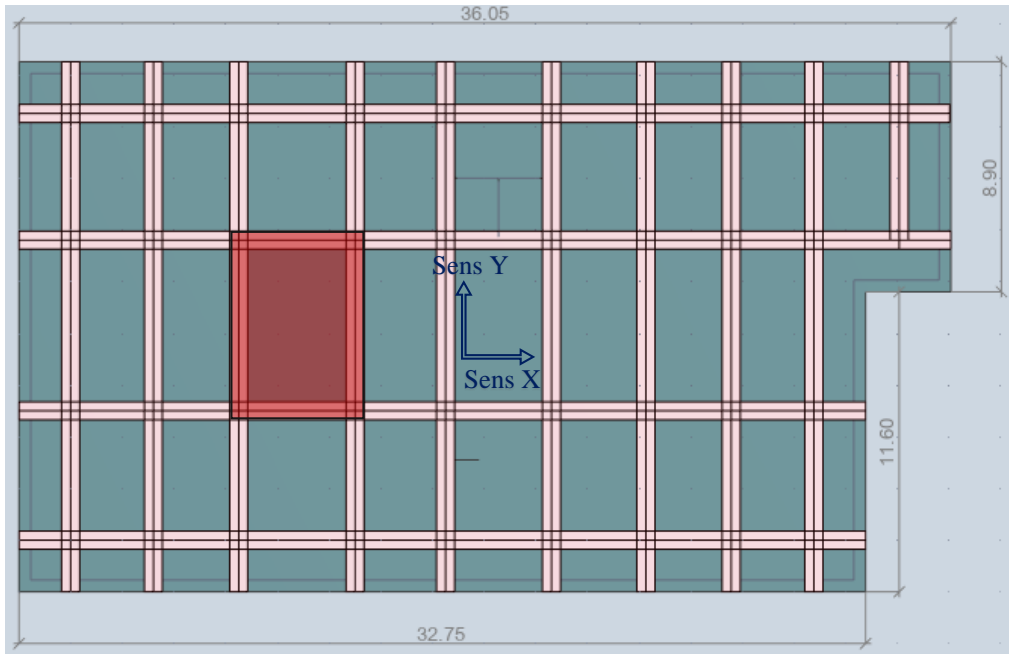


Fig VIII 2: périmètre du radier (par modélisation robot 2019) avec panneau plus sollicité.

8.3.1 Epaisseur du radier : Condition de rigidité :

Condition de rigidité $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

L_{max} : plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), avec $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

E : module d'élasticité ($E = 32164.2$ MPA)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol ($K=24000$ KN/m3)

b : largeur du radier (bande de 1m)

Alors : $L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}$ et $I = \frac{bh^3}{12}$

D'où : $h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{max}^4}{E \pi^4}}$

$L_{max} = 6.6$ m $E = 32164.20$ MPA , $K= 24000$ KN/m3

$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 24 \times 6.6^4}{32164.2 \pi^4}}$: $h_r \geq 90$ cm

8.3.2 Application de condition forfaitaire : le radier doit être d'une épaisseur de :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \text{Avec : } L_{max} = 6.6 \text{ m}$$

Alors : $82.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 132 \text{ cm}$

- D'après les 2 conditions précédentes on adoptera une épaisseur du radier $h_r = 120 \text{ cm}$

8.3.3 Condition de coffrage :

Pour la nervure : La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{660}{10} \quad \text{d'ou} \quad h_p \geq 66 \text{ cm}$$

Prenant $h_p = 120 \text{ cm}$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \quad \text{d'ou} \quad b_p = 70 \text{ cm} \quad (\text{on prend la section du poteau})$$

Pour la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{660}{20} = 33 \text{ cm} \quad \text{prenant} \quad h_t = 60 \text{ cm}$$

Remarque : on a pris **60 cm** (épaisseur de la dalle) afin de vérifier la contrainte du sol)

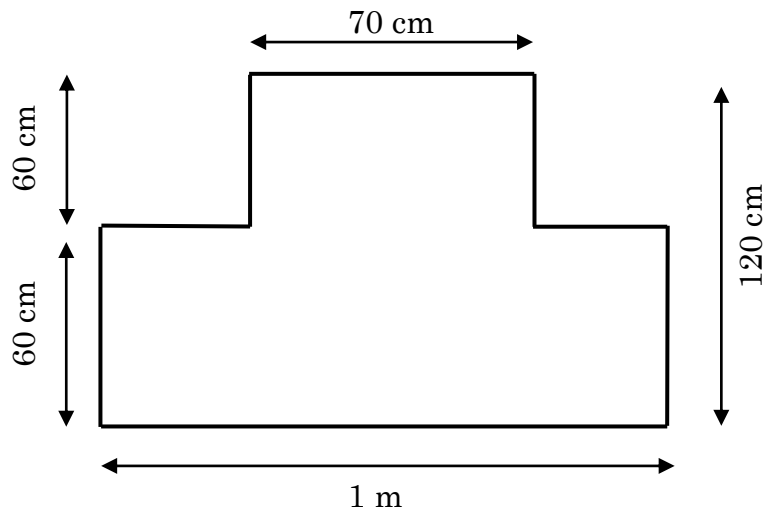


Fig VIII 3 : Dimension du radier nervuré.

8.3.4 Surface minimale du radier :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{necessaire}} \leq \sigma_{sol} \quad S_{necessaire} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les sollicitations à la base du notre bâtiment sont :

$$G = 78983.95 \text{ KN} \quad Q = 10912.05 \text{ KN} \quad N_s = N_g + N_q = 89896.43 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2.0 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- Surface du bâtiment a sa base est de $B_{batiment} = 490.54 \text{ m}^2$
- Surface du radier $S_{necessaire} \geq \frac{89896.43}{200} = 449.48 \text{ m}^2$
 - Donc la surface du radier aura une surface de 490.6 m^2 avec un débord sur les cotés pour réduire les contraintes.

8.3.5 Calcul de débordement D :

Le débord est la partie ajouter à la limite du périmètre de la dalle du radier.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}, 30\right) = 55 \text{ cm} \quad \text{Prenant } D = 60 \text{ cm}$$

$$S_{radier} = 490.6 + S_{débord} \quad \text{Avec : } \begin{cases} S_{débord} = D \times P \\ P = \text{périmètre de l'immeuble} = 97.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$S_{radier} = 490.6 + 0.6 \times 97.1 = 548.86 \text{ m}^2$$

Remarque :

Le débord de 60 cm calculé ne pas vérifier la contrainte du sol selon la modélisation faite sur robot 2019 d'où la nécessité d'augmenté la surface du radier (ajouter le débord).

Le débord final qui a vérifié est de **1.65 m** sur tout le périmètre du radier d'où la surface est de : **$S_{radier} = 700.74$**

8.3.6 Charges et surcharges du bâtiment :

- Poids total de la structure $G_{structure} = 78983.95 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation total $Q = 17301.24.05 \text{ KN}$

Remarque : on a inclus charge exploitation du 3^{ème} sous-sol 2.5 KN/m^2 (parking).

- Poids du radier :

$$\begin{aligned} \text{Calcul : } G_{radier} &= G_{dalle} + G_{nervure} \\ &= (S_{radier} \times 0.6 \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum(lx + ly)) \\ &= (700.74 \times 0.6 \times 25) + (0.6 \times 0.6 \times 25 \times 329) = 13472.1 \text{ KN} \end{aligned}$$

Poids du remblai :

$$G_{remblai} = \text{Perimetre} \times d \times 20 = 109.8 \times 1.5 \times 20 = 3294 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{total} = G_{structure} + G_{radier} + G_{remblai} = 95749.95 \text{ KN}$$

Combinaisons de calcul :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35N_g + 1.5N_q = 1.35 \times 95749.95 + 1.5 \times 17301.24 = 155214.29 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{ser} = N_g + N_q = 95749.95 + 17301.24 = 119051.20 \text{ KN}$$

8.3.7 Vérification du contrainte du sol :

Avant de calculer le ferrailage de radier la vérification la plus importante est la contrainte du sol calculé à ELS, ELU, et les cas accidentels, car les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier. Pour cela il faut vérifier les conditions suivantes :

- σ_{max} Ou σ_1 ne doit pas dépasser σ_{sol} a état limite de service ELS
- σ_3 : Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.
- σ_{moy} Doit rester toujours inférieur a σ_{sol} talque $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4}$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N_t}{S_{radier} + M \times \frac{Xg}{I}}$ $\sigma_3 = \frac{N_t}{S_{radier} - M \times \frac{Xg}{I}}$

N : Effort normal du au charges verticales

M : Moment d'excentricité due aux charges verticales

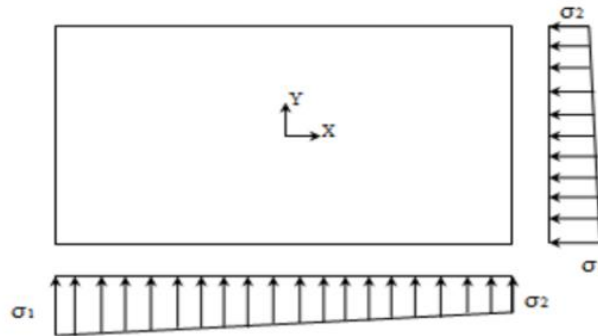


Fig VIII 4 : Contraintes sous le radier

Méthode de calcul : Une modélisation du radier a été effectuer sur notre structure avec le logiciel robot 2019 afin de le bien vérifier vis-à-vis toutes les vérifications nécessaires à ELU, ELS, ACC et assurer le meilleur dimensionnement, et savoir est ce que le sol peut supporter les contraintes appliquées.

À ELS

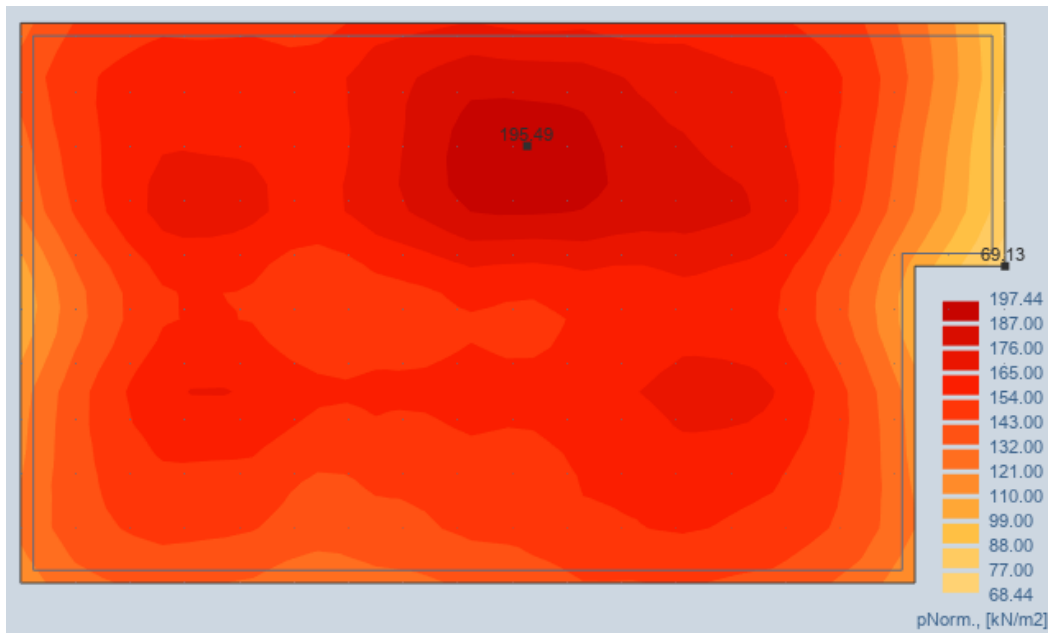


Fig VIII 5 : Cartographie de la distribution des contraintes à ELS.

$$\sigma_{max} = 1.95 \text{ bars}$$

$$\sigma_{min} = 0.69 \text{ bars}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdales (σ_{max} (+) et σ_{min} (+)) :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.95 + 0.69}{4} = 1.63 \text{ bars} \leq 2.00 \text{ bars}$$

Vérifiée

À ELU



Fig VIII 6 : Cartographie de la distribution des contraintes à ELU.

La Contrainte du sol à ELU est multiplier par le coefficient de sécurité donnée par le rapport géotechnique (= 3) et ensuite divisée par coefficient de 2 selon **RPA99v2003**.

○ $\sigma_{sol.ELU} = \frac{2 \times 3}{2} = 3 \text{ bars}$

$\sigma_{max} = 2.68 \text{ bars}$

$\sigma_{min} = 0.94$

Diagramme des contraintes trapézoïdales (σ_{max} (+) et σ_{min} (+)):

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.68 + 0.94}{4} = 2.24 \text{ bars} \leq 3 \text{ bars}$

Vérifiée

Cas accidentelles :

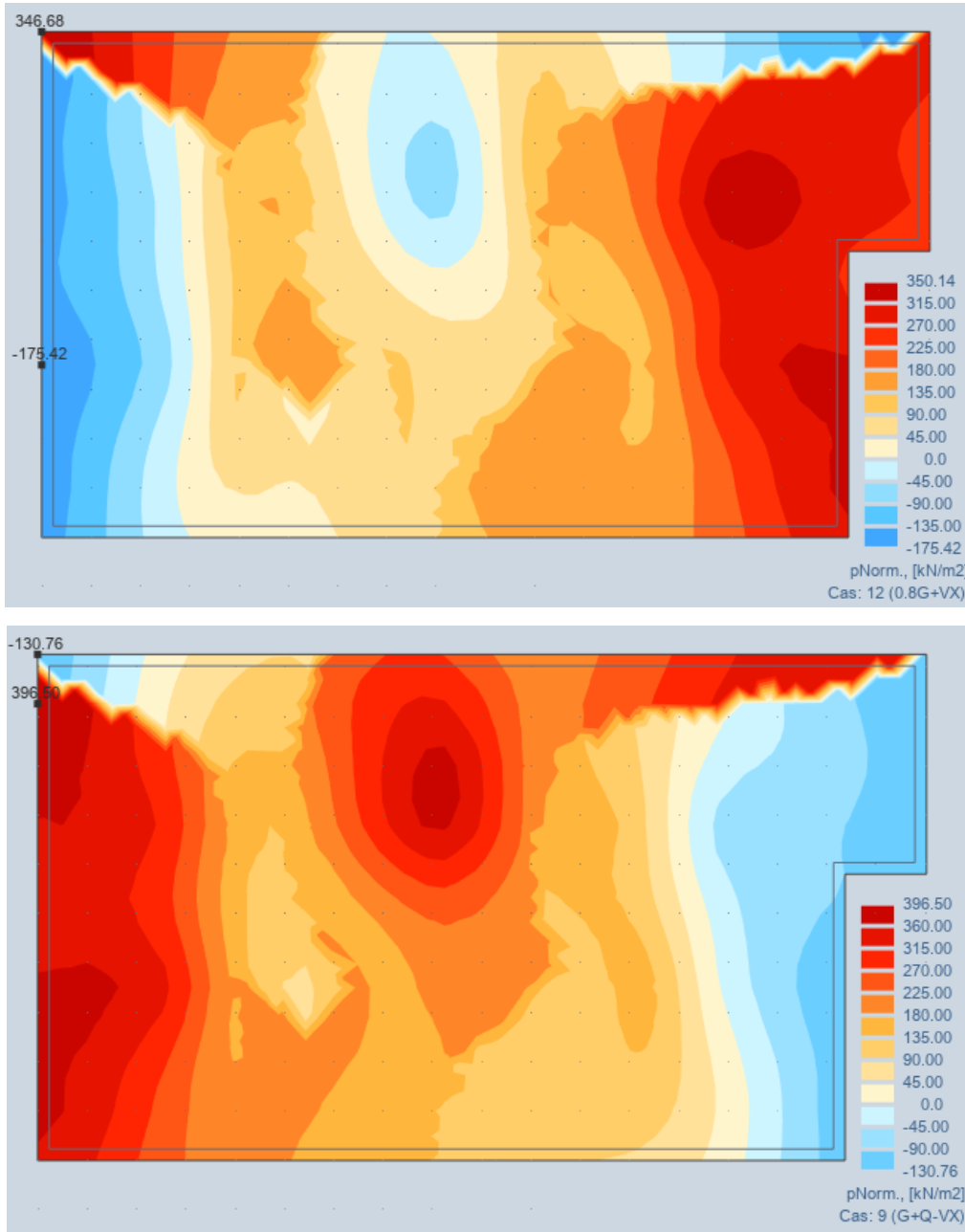


Fig VIII 7 : Cartographie de la distribution des contraintes (cas accidentelles).

○ $\sigma_{sol.ELU.ACC} = \frac{2 \times 3}{2} = 3 \text{ bars}$

$\sigma_{max} = 3.96 \text{ bars}$

$\sigma_{min} = -1.3 \text{ bars}$

Diagramme des contraintes triangulaire (σ_{max} (+) et σ_{min} (-)):

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 3.96}{4} = 2.97 \text{ bars} \leq 3 \text{ bars}$$

Vérifiée

8.3.8 Vérification du contrainte du cisaillement à ELU :

La modélisation avec le logiciel robot 2019 nous a permis de calculer les contraintes du cisaillement et les affichés dans une cartographie, les contraintes du cisaillement des 2 direction sur tout la surface du radier afin de la vérifié avec la contrainte du cisaillement admissible calculer selon la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

8.3.9 Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL [A.5.2.2]

Les cartographies extraites de logiciel ROBOT nous a donné les valeurs suivantes :

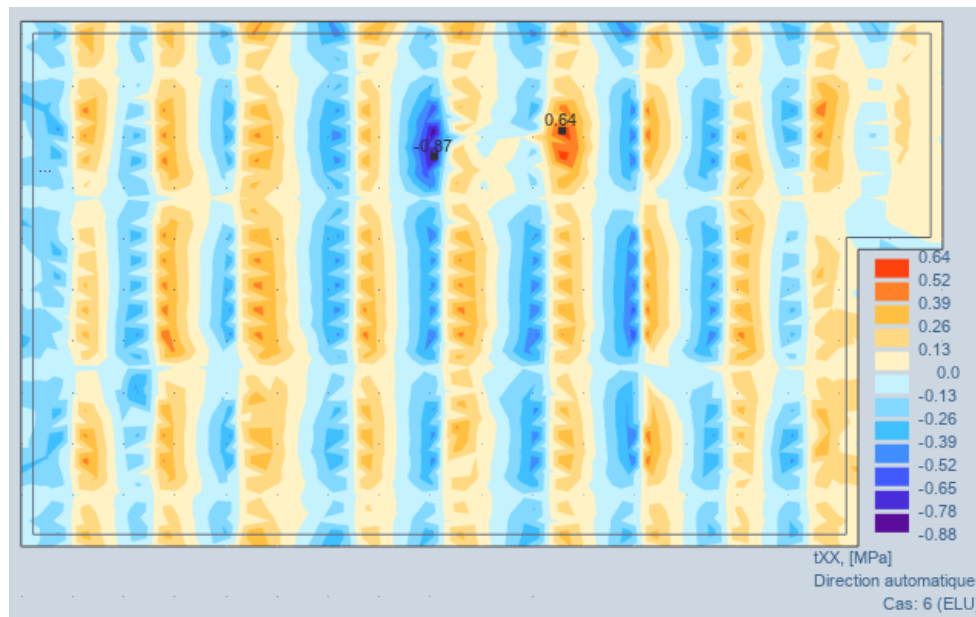


Fig VIII 8: Cartographie de la distribution des contraintes du cisaillement de radier sens x-x

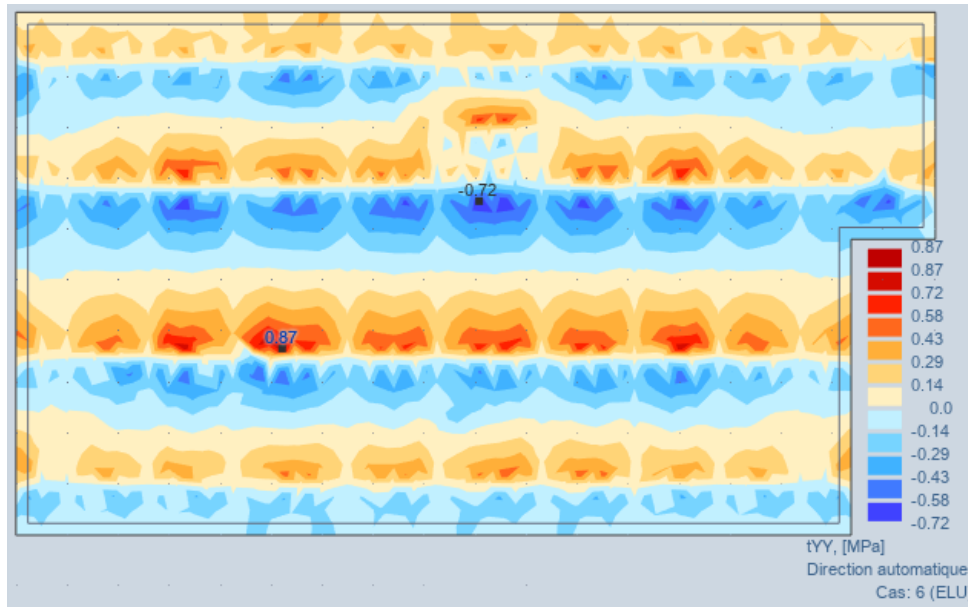


Fig VIII 9 : Cartographie de la distribution des contraintes de cisaillement de radier sens y-y

Tableau VIII 1 : Vérification du contrainte du cisaillement sens X et Y à ELU

	Contrainte de cisaillement τ_u (Mpa)		$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$	Condition
Sens x-x	0.64	-0.87	1.16	Vérifiée
Sens y-y	0.87	-0.72	1.16	Vérifiée

Remarque : Si la condition de cisaillement n'est pas vérifiée on doit calculer les armatures de cisaillement (transversales), ou augmenter l'épaisseur de la dalle.

8.3.10 Vérification du radier

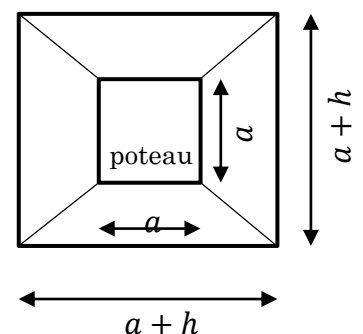
8.3.10.1 Vérification vis-à-vis le poinçonnement du poteau : on doit vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Selon BAEL91}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé voici un schéma :

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.70 + 1.2) = 7.6 \text{ m}$$

Avec : a : largeur du poteau et h : hauteur du radier



N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité à ELU $N_{u,max} = 3760.7 \text{ KN}$

$$N_u \leq 0.045 \times 7.6 \times 1.2 \times \frac{25 \times 1000}{1.5}$$

$$N_u = 3760.7 \text{ KN} \leq 6840 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Alors on n'a pas un risque de poinçonnement du poteau.

8.3.10.2 Vérification vis-à-vis le poinçonnement du voile :

N_u : effort normal du voile le plus sollicité à ELU $N_u=3574.56 / e=20cm / L=3.3m$

L'effort normal d'un mètre linéaire est de : $\frac{3574.56}{3.3} = 1083.22KN$

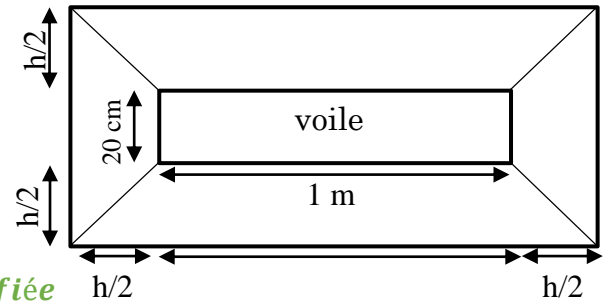
$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.20 + 1 + 2 \times 1.2) = 7.2 m$$

$$N_u \leq 0.045 \times 7.2 \times 1.1 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 5610 KN$$

$$N_u = 1083.22 \leq 5940 KN \quad \text{condition vérifiée}$$

Alors on n'a pas un risque de poinçonnement du voile.

Conclusion : l'épaisseur **120 cm** du radier nous permette d'éviter le risque de rupture par poinçonnement.



8.3.10.3 Vérification vis-à-vis le poinçonnement du voile de l'ascenseur :

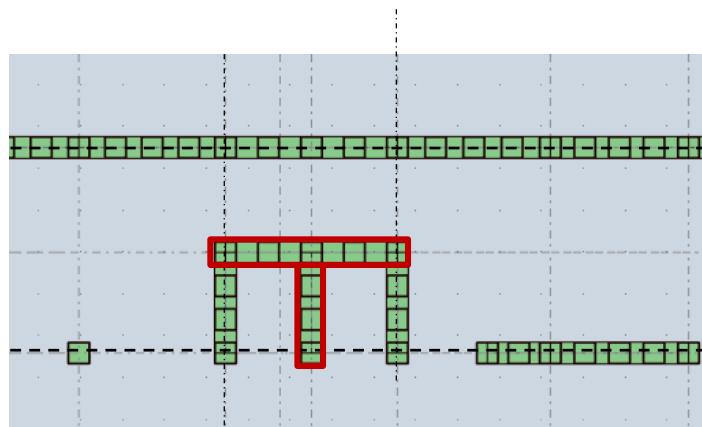


Fig VIII 10 : voile de l'ascenseur Appuie directement sur la dalle du radier

Remarque : La vérification au poinçonnement de voile de l'ascenseur est différente par rapport aux autres voiles car il est Appuie directement sur la dalle du radier de différente épaisseur d'où la vérification est nécessaire.

Calcul du voile I :

$N_u = 3314.84KN / e = 20cm / L = 4.1m / h =$ épaisseur de la dalle et non pas la nervure.

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.20 + 4.1 + 2 \times 0.6) = 11m$$

$$N_u \leq 0.045 \times 11 \times 0.6 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 4950KN$$

$$N_u = 3314.84KN \leq 4950KN KN \quad \text{condition vérifiée}$$

- Calcul du voile II : $N_u = 1094.19 \text{ KN} / e = 20 \text{ cm} / L = 2.4 \text{ m}$

$$N_u = 3420 \text{ KN} \leq 4950 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Alors on n'a pas un risque de poinçonnement du voile de l'ascenseur.

8.3.10.4 Condition de résistance au cisaillement : (ELU)

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) la contrainte de cisaillement limite l'épaisseur du radier avec la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{selon BAEL91}$$

Tel que : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b : la largeur

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 6.6 m.

$$\gamma_b = 1.5 ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 \text{ h} ; N_u = 155214.29 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{l_{\max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{l_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9 \text{ h}} \leq \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times l_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 \times S \times 0.07 \times f_{cj}} = \frac{155214.29 \text{ KN} \times 6.6 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 700.7 \times 0.07 \times 25 \times 100} = 69.7 \text{ cm}$$

$$120 \text{ cm} \geq 69.7 \text{ cm}$$

Conclusion : L'épaisseur de radier calculé préalablement $h_r = 120 \text{ cm}$ vérifie la condition de résistance au cisaillement.

8.3.10.5 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique : (soulèvement)

Cette vérification assure le non soulèvement de bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec : W : le poids total de la structure à la base du radier.

$$W = W_{\text{structure}} + W_{\text{radier}} + W_{\text{remblai}} = 95749.95 \text{ KN}$$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 7.5 \text{ m}$).

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

S : surface du radier étudié, ($S = 700.7 \text{ m}^2$).

$$W \geq 1.5 \times 10 \times 7.5 \times 700.7 = 78828.75 \text{ KN}$$

condition vérifiée

Conclusion : pas risque de soulèvement de l'ouvrage sous l'effet de la pression hydrostatique.

8.3.10.6 Vérification de la stabilité :

D'après le **RPA99 version 2003 (art 10.1.5)** la stabilité du radier est vérifiée si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \quad \text{avec : (e : l'excentricité de la résultante des charges verticales)}$$

M : moment du au séisme. (Moment accidentelles plus sollicité)

N : charge verticale permanente $N = 119051.20 \text{ KN}$

○ Sens X-X ($M_x = 232559.04 \text{ KN.m}$) $L_x = 36.05 \text{ m}$

$$e = \frac{232559.04}{119051.20} = 1.95 \leq 9.1 \quad \text{vérifiée}$$

○ Sens Y-Y ($M_y = 220752.97 \text{ KN.m}$) $L_y = 20.5 \text{ m}$

$$e = \frac{220752.9}{119051.20} = 1.85 \leq 5.1 \quad \text{vérifiée}$$

Conclusion : On conclue que radier est stable dans les deux sens.

8.3.11 Ferrailage du radier :

Le cas d'un radier est différent qu'une simple dalle car il sera étudié comme un planché renversé du au réaction du sol qui existe soumis à une charge uniformément répartie pour cela le moment généré tends les aciers situent en partie haute et les aciers seront comprimé en bas.

Un panneau de la dalle du radier est uniformément chargé qui sera appuyées sur 4 cotés (qui port les 2 sens) chargé par la contrainte du sol.

La fissuration est considérée **préjudisable** (radier émergé en eau douce).

Moments isostatiques du radier : selon le BAEL91

8.3.11.1 Calcul des sollicitations :

Le panneau du radier le plus sollicité est de langueurs suivantes :

$$L_x = 4.5 \text{ m} \quad / \quad L_y = 6.6 \text{ m}$$

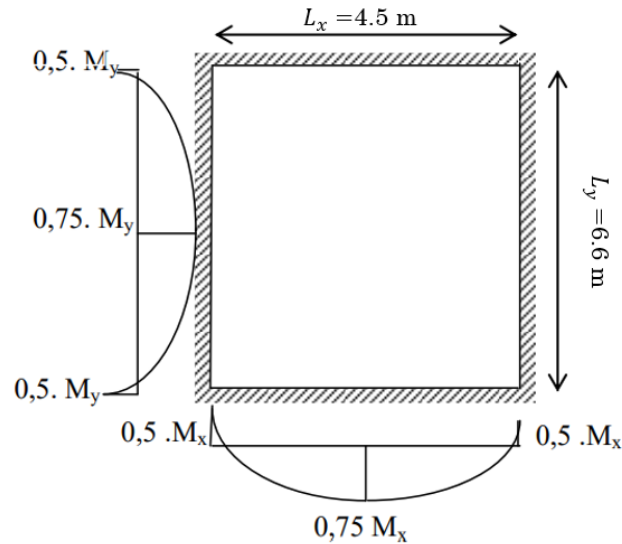


Fig VIII 11: Distribution des moments et dimension du panneau du radier.

E.L.U :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{660} = 0.68 \approx 0.70 \quad 0 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens}$$

Donc du tableau U= 0 : à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

$$\mu_x = 0.0683$$

$$\mu_y = 0.436$$

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times q_u \times L_x^2 = 0.0683 \times q_u \times 4.5^2$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux}$$

E.L.S :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{660} = 0.68 \approx 0.70$$

Donc du tableau U= 0.2 :

$$\mu_x = 0.0743$$

$$\mu_y = 0.585$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0743 \times q_{ser} \times 4.5^2$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx}$$

Moment plus sollicité dans la dalle de chaque sens : d'après la modélisation faite on constate les résultats suivantes :

ELU :

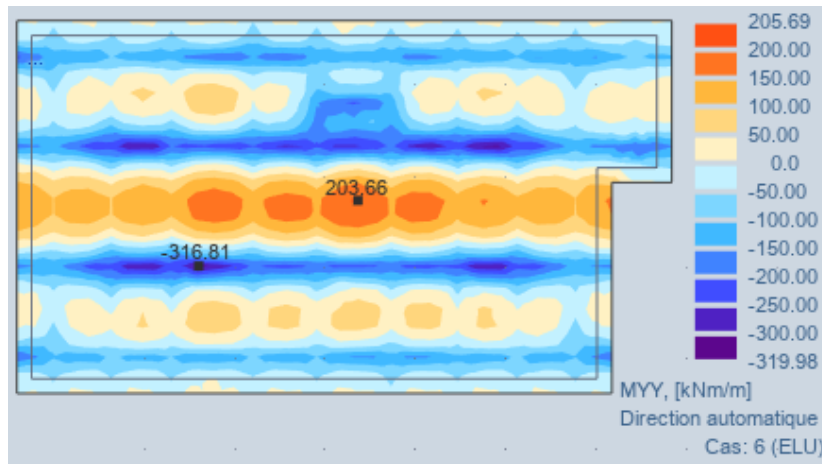


Fig VIII 12: Diagramme des moments de la dalle sens Y à ELU

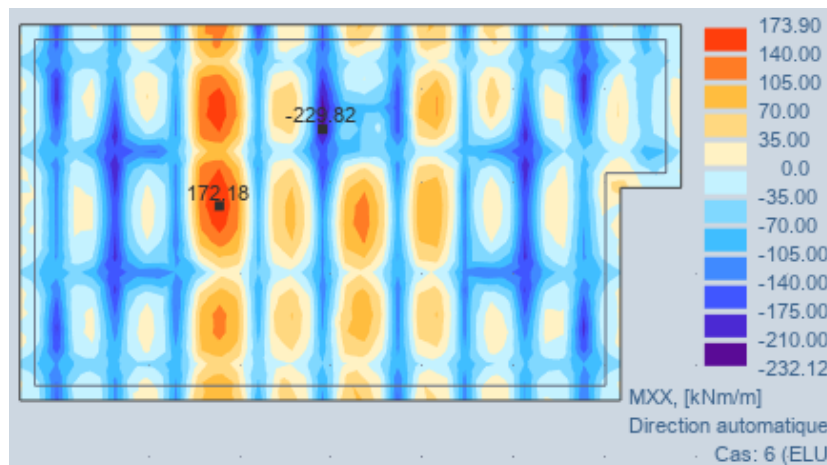


Fig VIII 13: Diagramme des moments de la dalle sens X à ELU

ELS :

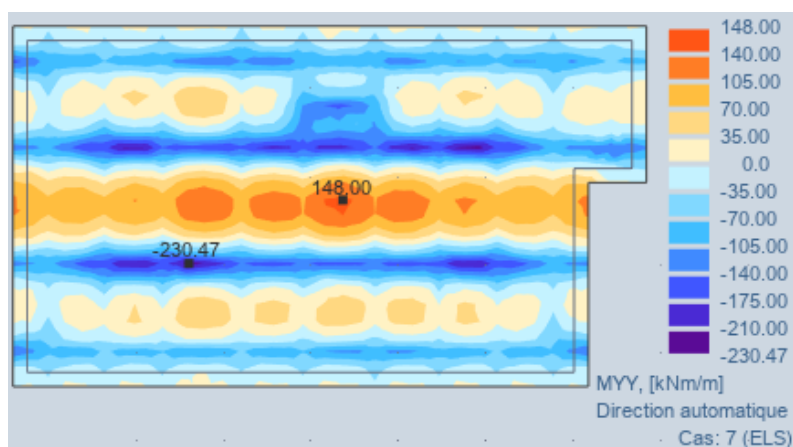


Fig VIII 14 : Diagramme des moments de la dalle sens Y à ELS

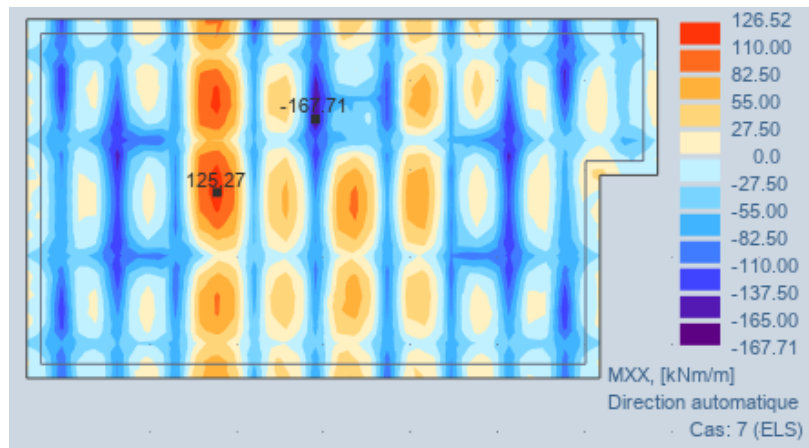


Fig VIII 15: Diagramme des moments de la dalle sens X à ELS

ACC :

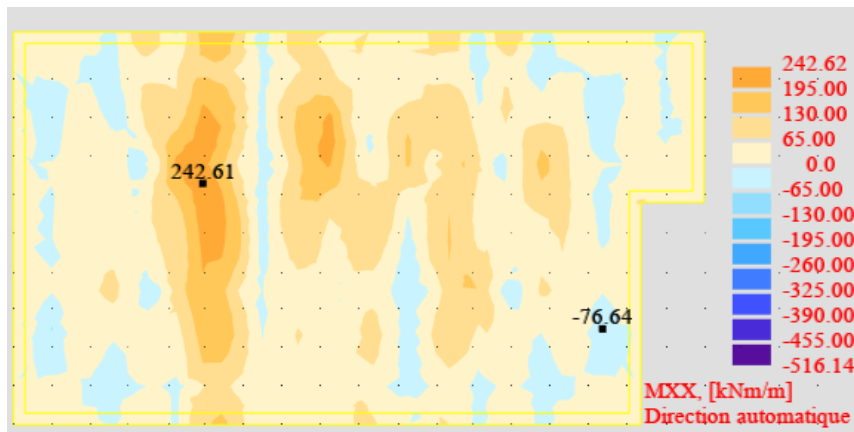


Fig VIII 16: Diagramme des moments de la dalle sens X cas ACC

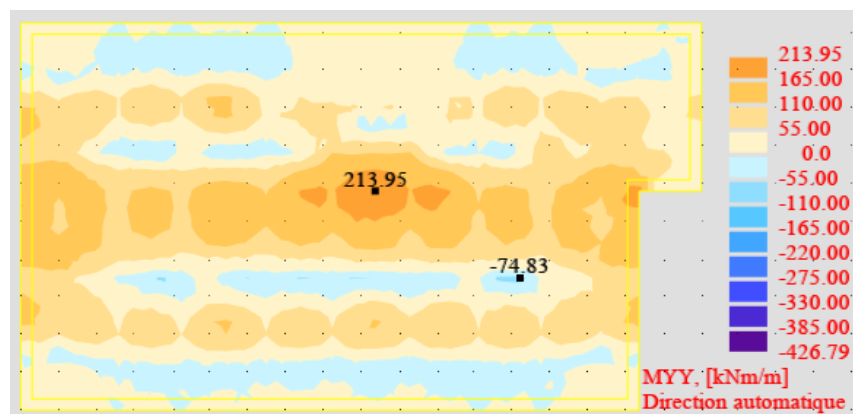


Fig VIII 17: Diagramme des moments de la dalle sens Y cas ACC

Tableau VIII 2 : Tableau des moments sollicité sur la dalle sens X.

M_{xx} Sens X-X (KN.m)						
Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-229.82	172.18	-167.71	125.27	-76.6	242.6

Tableau VIII 3: tableau des moments sollicité sur la dalle sens Y

M_{yy} Sens Y-Y(KN.m)						
Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-316.81	203.66	-230.47	148	-74.8	213.9

8.3.11.2 Ferrailage :**Pourcentage minimale : selon BAEL**

$$A_{min/y} \geq 8h = 4.8cm^2$$

$$A_{min/x} \geq 8h\left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 6cm^2$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.52 cm^2$$

Espacement maximal : selon BAEL91

$$S_{tx} \leq (2h; 25cm) = 20 cm$$

$$S_{ty} \leq (3h; 33cm) = 30 cm$$

Calcul des armatures :

La dalle est soumise à la flexion simple on va calculer le ferrailage longitudinal radier d'une bande de 1 mètre à l'ELU des 2 sens X et Y en travée et en appui le tableau suivant résume l'opération.

Tableau VIII 4 ferrailage de la dalle du radier d'une bande de 1 mètre à l'ELU.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En appui	En travée	En appui	En travée
M_u (KN.m)	-229.82	242.6	-316.81	213.9
μ	0.055	0.058	0.076	0.049
$\mu < 0,186$	Pivot A (A'=0)	Pivot A (A'=0)	Pivot A (A'=0)	Pivot A (A'=0)
α	0.070	0.075	0.098	0.062
Z	0.524	0.53	0.518	0.526
A_s (cm ² ml)	12.60	11.20	17.57	11.12
Amin C.non fragilité	6.52	6.52	6.52	6.52
A_s Adopté	6HA20	6HA20	5HA25	6HA20
Armatures Choisi cm ²	18.85	18.85	24.54	18.85
Espacement (cm)	15	15	20	15

8.3.11.3 Vérification des contraintes de compression dans le béton à ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre : $\rightarrow y = \frac{b}{2}y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$

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

o Travée : $K = \frac{M_t^{ser}}{I}$

o Appuis : $K = \frac{M_a^{ser}}{I}$

Alors :

o Travée : $\sigma_{bc} = K \times y$

o Appuis : $\sigma_{bc} = K \times y$

8.3.11.4 Vérification des contraintes d'acier : La fissuration est préjudiciable FP.

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \min \{ 266.66 \text{ MPa} ; \max(200 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \eta K(d - y)$$

- Les tableaux suivants récapitulent les vérifications des contraintes :

Tableau VIII 5 : Vérification des contraintes à ELS pour radier (sens X et Y).

Sens X-X										
Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s Cm ²	I Cm ⁴	Y (Cm)	K (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Condition
Appui	167	18.8	541386	14.8	0.30	4.58	15	181	202Mpa	Vérifiée
Travée	125.2	18.8	541386	14.8	0.23	3.43	15	135.5	202Mpa	Vérifiée

Sens Y-Y										
Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s Cm ²	I Cm ⁴	Y (cm)	K (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Condition
Appui	230.4	24.54	667360	16.58	0.34	5.71	15	193.4	202Mpa	Vérifiée
Travée	148	18.8	541386	14.8	0.27	4.05	15	160.1	202Mpa	Vérifiée

Remarque : la raison de choix des armatures précédant c pour la vérification du contrainte de l'acier.

8.3.12 Calcul du débord de la dalle :

Le débord est la surface ajoutée à la limite de la dalle de radier dans le but augmenter la surface d'assit, c'est une console soumise a une charge uniforme répartie calculé par mètre linéaire.

8.3.12.1 Calcul du ferrailage du débord :

Considéré comme un une console renversée Il est soumis à la flexion simple d'où

54ces dimension sont :

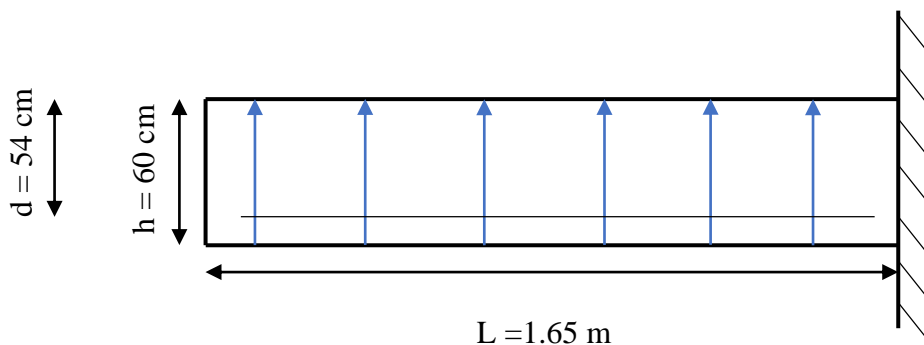


Fig VIII 18 : schéma statique débord

Calcul à L'ELU :

Sachant que : $b = 1\text{m}$, $h = 60\text{cm}$, $d = 0.9 h = 54\text{cm}$

$$q_u = \frac{155214}{700.7} = 221.5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} \cdot \text{ml}$$

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{221.5 \times 1.65^2}{8} = 75.37 \text{KN.m (ELU)}$$

Remarque : la valeur réelle du moment plus défavorable appliqué sur le débord est identifié avec le logiciel robot $M_u = 157 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{157 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < 0.187 \quad \text{Pivot A}$$

Ce qui implique $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.54 (1 - (0.4 \times 0.047)) = 0.53 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{157 \times 10}{0.53 \times 348} = 8.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \mathbf{5HA16} = 10.05 \Rightarrow A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2}$$

8.3.12.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16$$

$$Vu = 182.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.33 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa}$$

Condition Vérifié

8.3.12.3 Schéma de ferrailage de la dalle du radier :

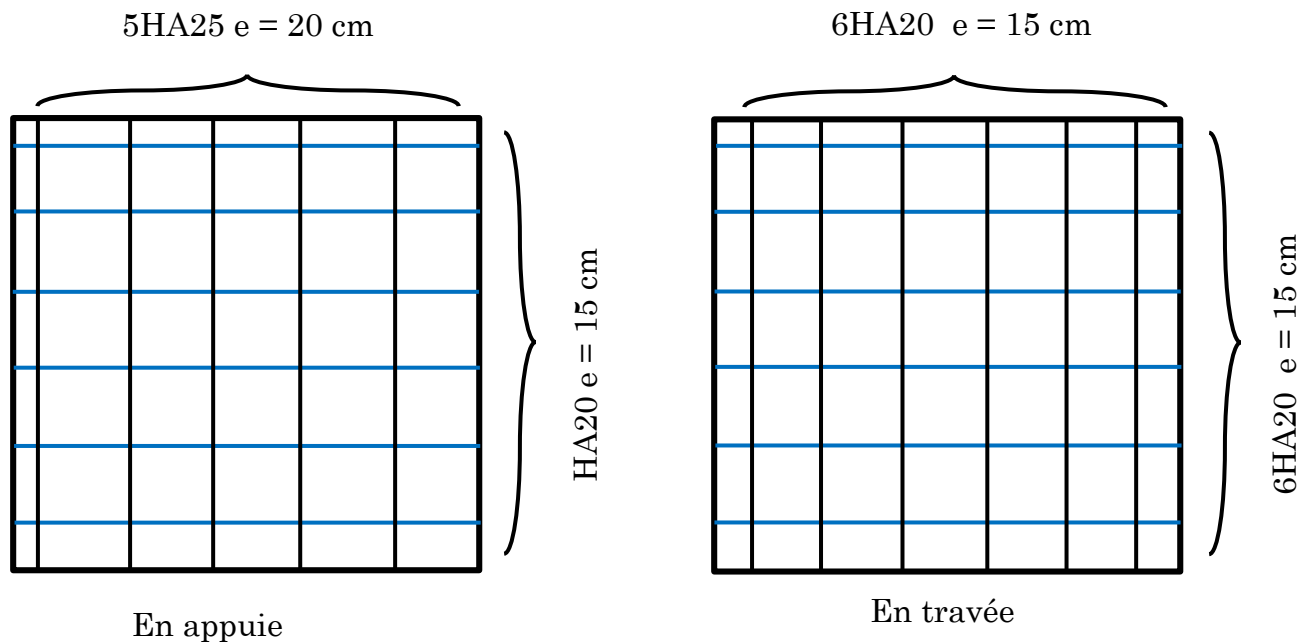


Fig VIII 19 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

8.4 Ferrailage de la nervure :

La nervure est une poutre disposée le long du radier, les moments dus aux charges de la structure sont servis par cette poutre, elle est de dimension :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauter de la poutre } h_t = 120\text{cm} \\ \text{base : } b = 70\text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul de la nervure :

Afin de savoir calculer et ferrailer la poutre le choix le portique le plus sollicité dans chaque sens extraire les moments sollicitant pour adopter la section d'acier qui convient :

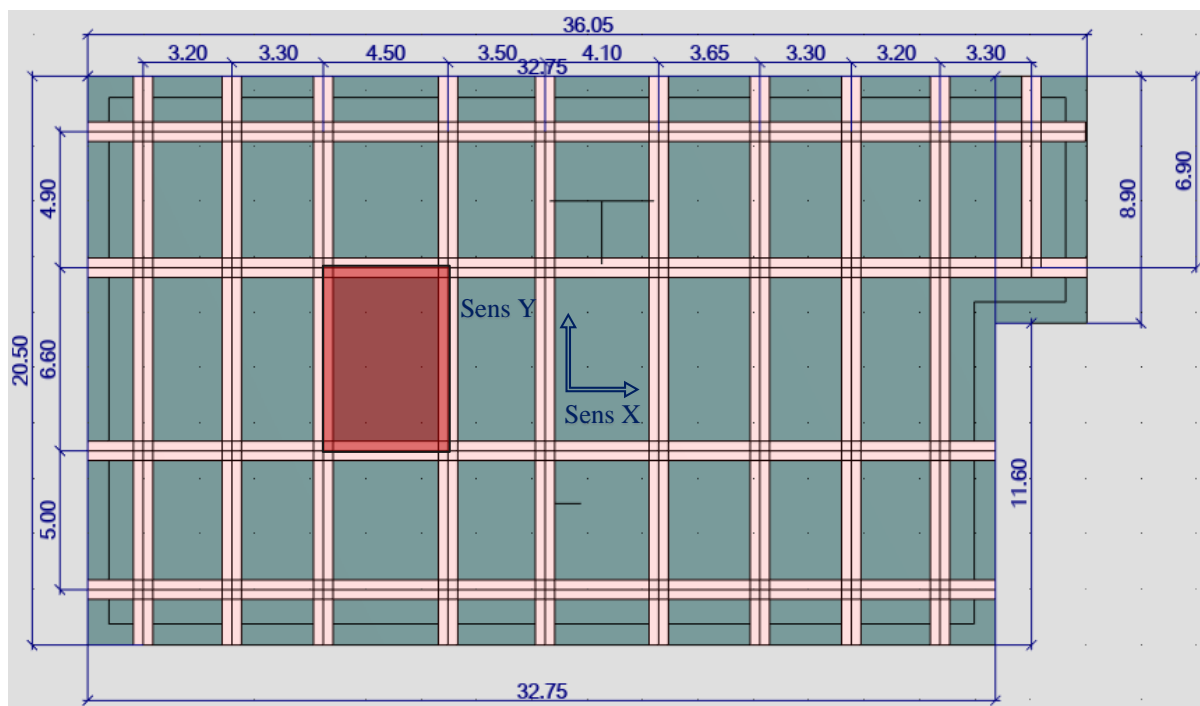


Fig VIII 20 : Distribution des nervures dans le radier suivant les deux sens.

8.4.1 Calcul des sollicitations des nervure :

Les déformations dû aux ruptures du panneaux d'une dalle forment une ligne avec les rives d'un angle de 45° ou parallèle à la nervure pour cela la charge est uniformément répartie en travée.

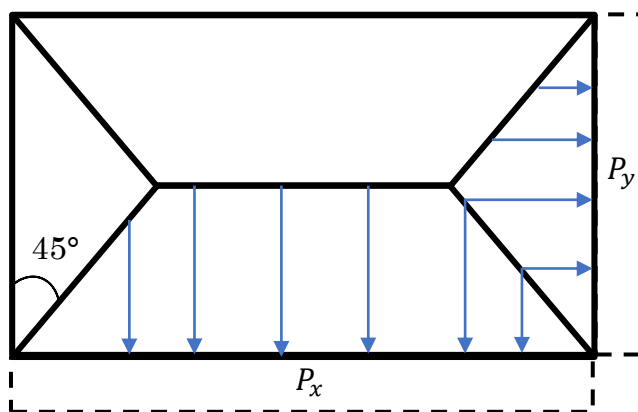


Fig VIII 21: Transmission des charges des dalles aux poutres.

Méthode de calcul :

Pour le calcul on doit calculer les moments en travée et en appuis du portique le plus sollicité à ELU et à ELS des deux sens afin de faire sortir les moments max et les efforts tranchant pour le calcul de armatures, en utilisant la méthode de caquot.

Pour notre projet a l'aide de logiciel robot structural analysis on a pu avoir extraire ces données pour avoir un meilleur résultat dans tous les combinaisons durables et accidentelles

À ELU : selon le robot 2019 les moment max en appuis et en travée a ELU de la poutre la plus sollicité sont :

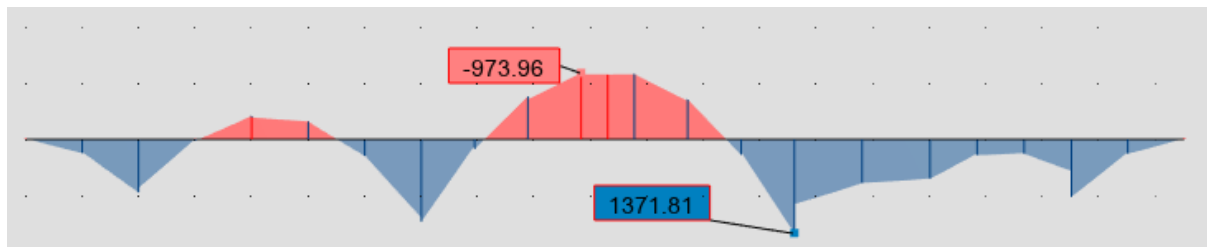


Fig VIII 22: Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELU sens Y-Y

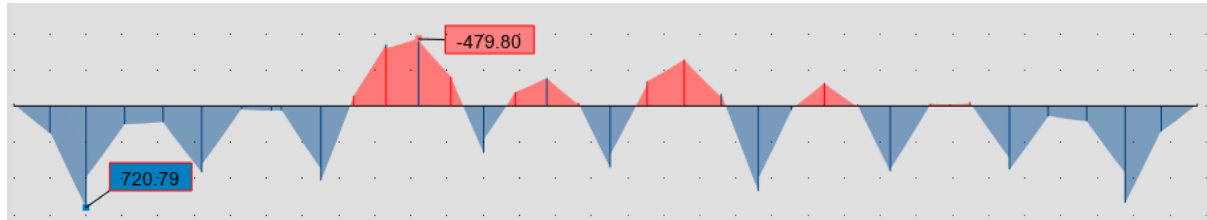


Fig VIII 23 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELU sens X-X

À ELS : selon le robot 2019 les moment max en appuis et en travée à ELS de la poutre la plus sollicité sont :

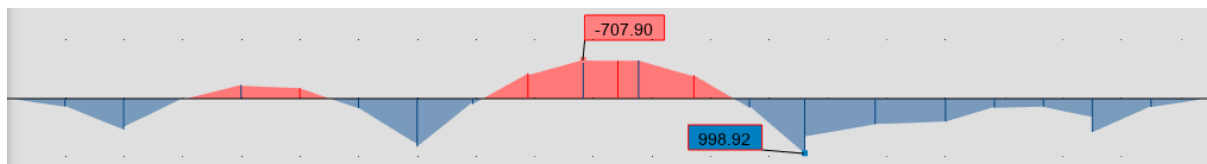


Fig VIII 24 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELS sens Y-Y

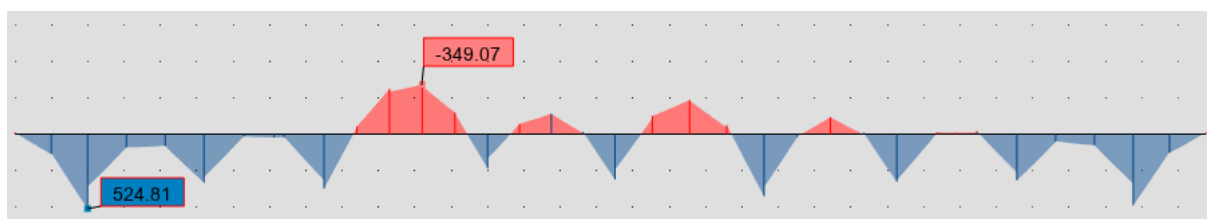


Fig VIII 25: Diagramme des moments de la nervure plus sollicité à L'ELS sens X-X

Cas ACC : selon le robot 2019 les moment max en appuis et en travée Cas ACC de la poutre la plus sollicité sont :

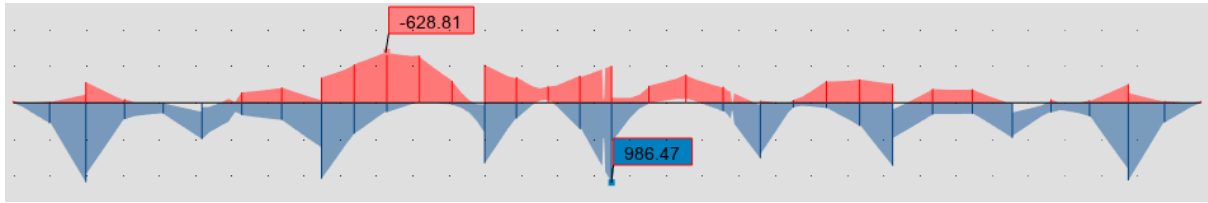


Fig VIII 26 : Diagramme des moments de la nervure plus sollicité cas ACC sens X-X

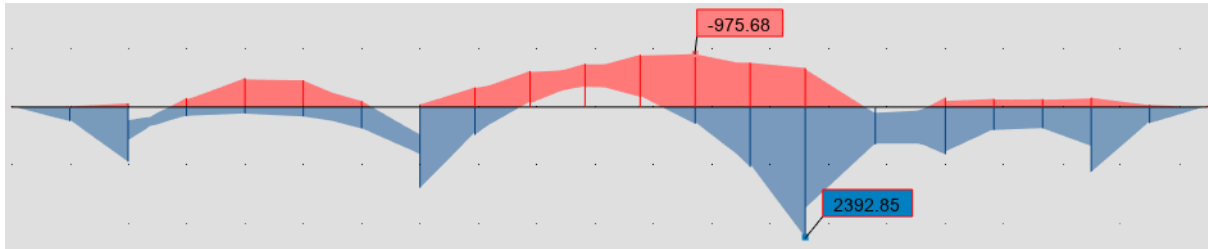


Fig VIII 27: Diagramme des moments de la nervure plus sollicité cas ACC sens Y-Y

Tableau VIII 6 : tableau des moments sollicité sur la dalle sens X

M_{xx} Sens X-X (KN.m)						
Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Nervure	720.79	-479.80	524.81	-349.07	986.47	-628.81

Tableau VIII 7: tableau des moments sollicité sur la dalle sens Y

M_{yy} Sens Y-Y(KN.m)						
Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Nervure	1371.81	-973.96	998.92	-707.90	2392.85	-975.68

8.4.2 Calcul du ferrailage :

La section de la nervure est considérée comme une poutre de dimension :

$$b = 70\text{cm} \quad h = 120\text{cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 70 \times 108 \times 2.1}{400} = 26.082 \text{ cm}^2$$

$$A_{min.Rpa} = 0.5\%B = 42 \text{ cm}^2$$

8.4.2.1 Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures du nervure se fait à la flexion simple avec les moments maximum en appuis et en travée.

Résultats : selon le calcul précédant on tire les moments max dans chaque zone dans les 2 sens alors :

Sens XX

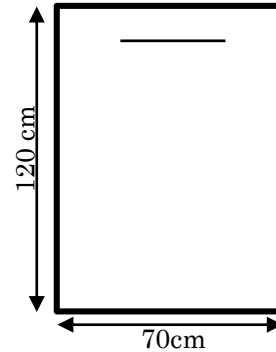
$$M_a = 986.47 \text{ KN.m} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$M_t = 628.81 \text{ KN.m} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

Sens YY

$$M_a = 2392.85 \text{ KN.m} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$M_t = 975.65 \text{ KN.m} \quad (\text{Situation accidentelle})$$



Le tableau suivant résume le ferrailage des nervures dans les 2 sens à la flexion simple.

Tableau VIII 8 : ferrailage adopté pour la nervure du radier dans les deux sens.

Nervure	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En appui	En travée	En appui	En travée
M_u(KN.m)	-986.47	628.81	-2392.85	-975.65
μ	0.029	0.018	0.072	0.029
μ < 0,186	Pivot A (A'=0)	Pivot A (A'=0)	Pivot A (A'=0)	Pivot A (A'=0)
α	0.036	0.022	0.093	0.037
Z	1.06	1.07	1.03	1.06
A_s(cm²ml)	23.26	14.69	58.07	23.01
Amin C.non fragilité	26.082	26.082	26.082	26.082
A_s Adopté	10HA25	10HA25	8HA20 +8HA25	10HA25
Armatures Choisi cm²	48.9 cm ²	48.9 cm ²	64.4 cm ²	48.9 cm ²
St (cm)	15	20	15	20

8.4.2.2 Armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_{l,max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.3 \text{ mm} \quad \text{on adopte un diamètre de } \mathbf{10\phi}$$

Espacement des barres :**D'après le RPA99v2003 :**

En zone nodale et en travée $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(30; 24) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) = 60 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

D'après BAEL91 : $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$

L'enrobage considéré est de **5 cm**.

Vérification à ELU :**8.4.2.3 Vérification de l'effort tranchant :**

(Contrainte de cisaillement)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

Sens Y-Y : $T_{u,max} = 932.7 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{932.7 \times 1000}{2000 \times 1080} = 0.43\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Vérifiée

Sens X-X : $T_{u,max} = 1185.07 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1185.07 \times 1000}{2000 \times 1080} = 0.54 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Vérifiée

8.4.3 Vérification à ELS :

(la fissuration est préjudiciable du au contact avec l'eau).

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ et contrainte d'acier.

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre : $\rightarrow y = \frac{b}{2}y^2 - 15 \times A \times (d - y) = 0$

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

o Travée : $K = \frac{M_t^{ser}}{I}$

o Appuis : $K = \frac{M_a^{ser}}{I}$

Alors :

o Travée : $\sigma_{bc} = K \times y$

o Appuis : $\sigma_{bc} = K \times y$

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VIII 9 : Vérification des contraintes de nervure (sens X et Y).

M_{xx} Sens X-X (KN.m)										
Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s Cm ²	I Cm⁴	Y (Cm)	K (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s mpa	σ̄_s (mpa)	σ̄_{bc} (Mpa)	Condition
Appui	524.81	48.9	4874310	38.2	0.10	4.1	112	202	15	Vérifiée
Travée	349.07	48.9	4874310	38.2	0.07	2.74	75	202	15	Vérifiée

M_{yy} Sens Y-Y (KN.m)										
Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s Cm ²	I Cm⁴	Y (cm)	K (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s mpa	σ̄_s mpa	σ̄_{bc} (Mpa)	Condition
Appui	998.92	64.4	5935578	42.51	0.16	7.14	165	202	15	Vérifiée
Travée	707.9	48.9	4874310	38.2	0.14	5.54	151	202	15	Vérifiée

8.4.4 Schéma de Ferrailage de la nervure :

Coupe longitudinale de la nervure **Sens X-X**

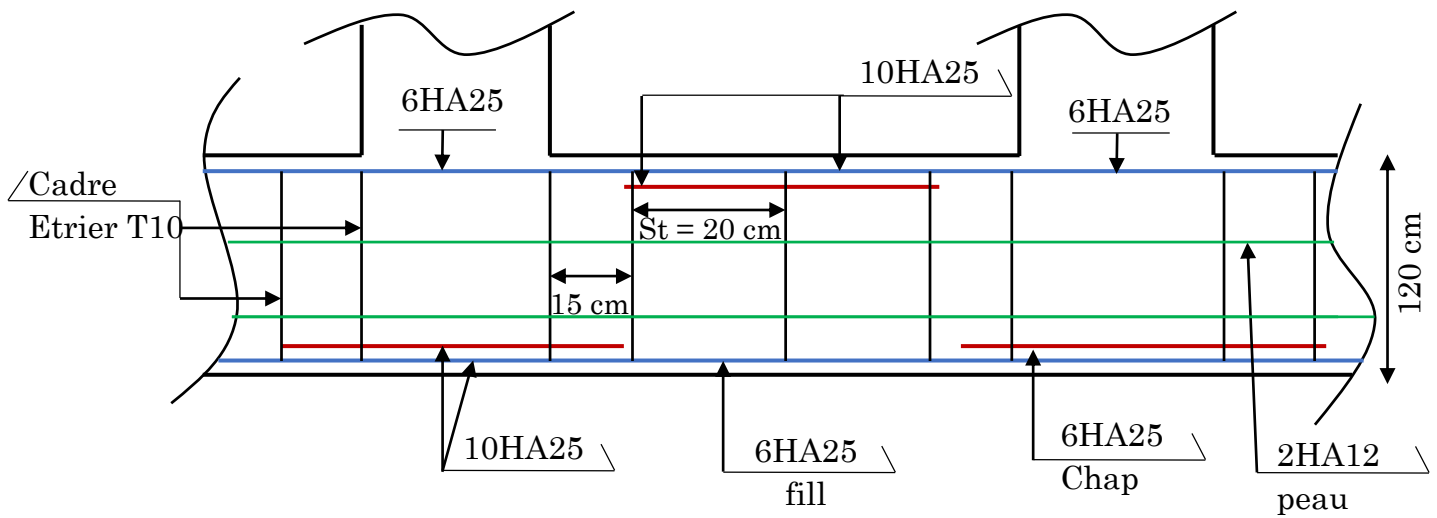


Fig VIII 28 : Coupe longitudinale de la nervure Sens X-X

Coupe longitudinale de la nervure **Sens Y-Y**

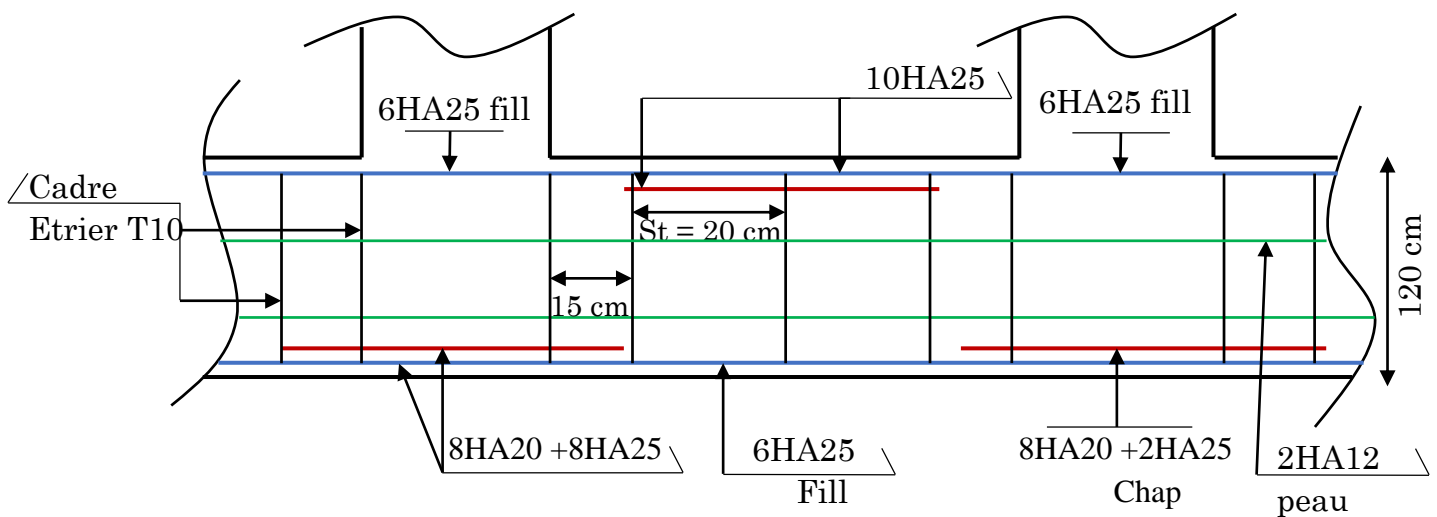


Fig VIII 29: Coupe longitudinale de la nervure Sens Y-Y

Coupe transversale de la nervure **sens X-X**

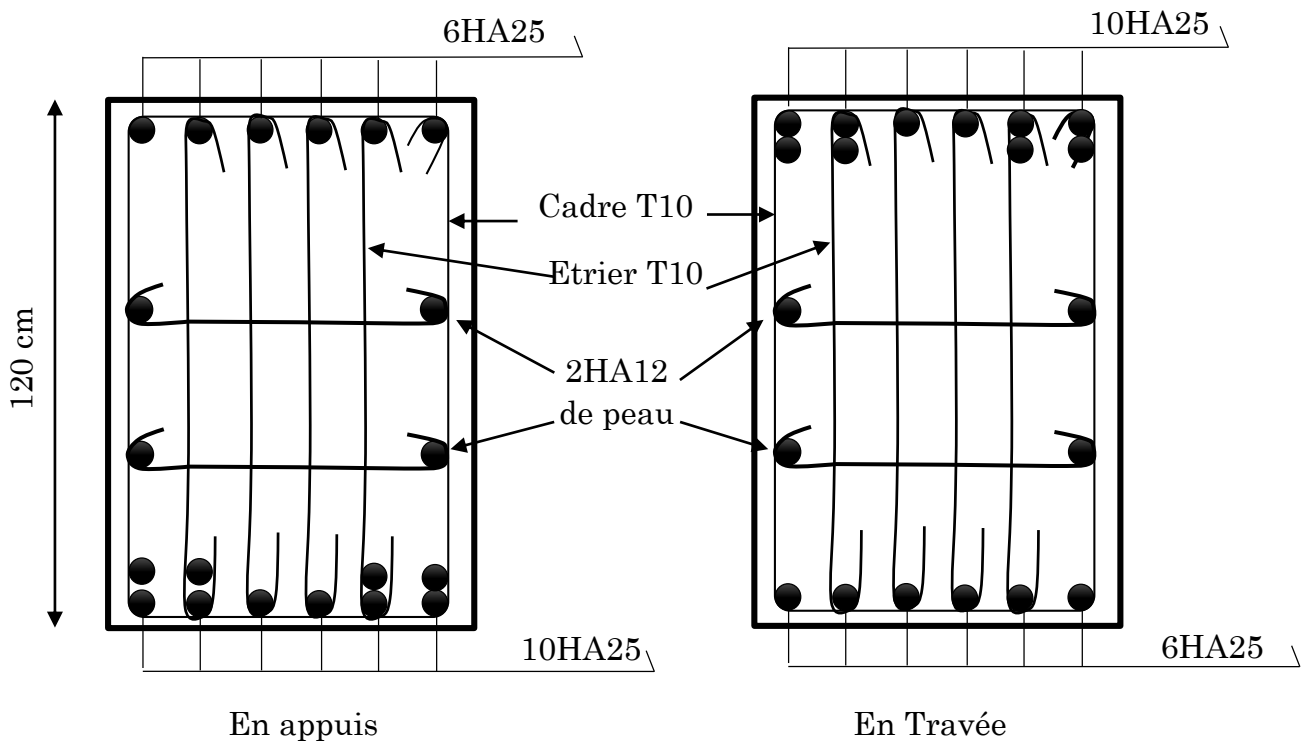


Fig VIII 30: Coupe transversale de la nervure sens X-X

Coupe transversale de la nervure **sens Y-Y**

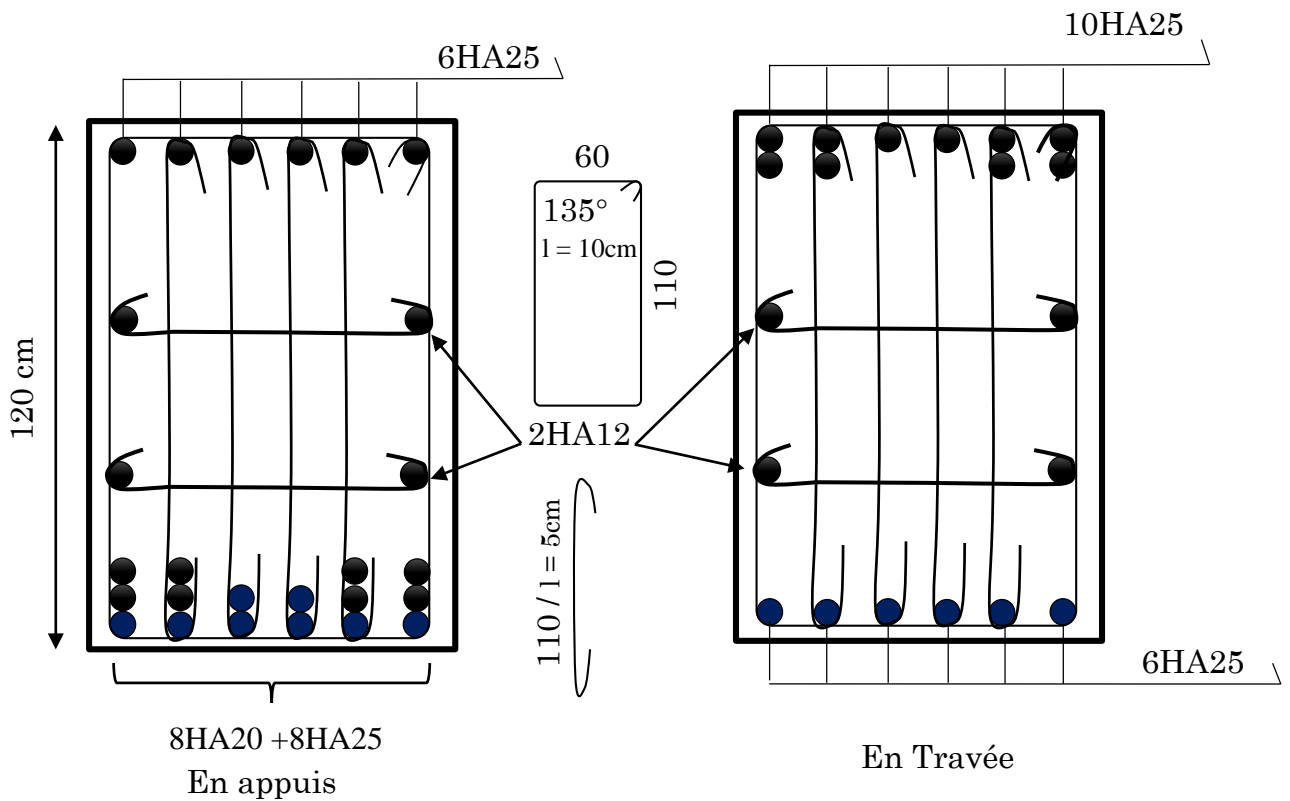


Fig VIII 31: Coupe transversale de la nervure sens Y-Y

8.4.5 Etude du voile périphérique :

Introduction

Le voile périphérique est une paroi verticale considéré comme une dalle en béton armé, son rôle est d'assurer meilleur encastrement, la stabilité de l'ouvrage et aussi limite les tassements différentiels.

Selon **RPA99v2003** : L'épaisseur du voile est $e \geq 15 \text{ cm}$.

Constitué de 2 nappes d'armatures.

Le pourcentage minimum des armatures horizontal et vertical est de 0,10 %.

Dimensionnement : les dimensions de notre voile périphérique sont :

- ✓ Épaisseur de 15 cm
- ✓ Hauteur de 7.5 m
- ✓ Longueur de 98.3 m

8.4.5.1 Ferrailage :

Le principe de calcul de ferrailage est de considéré le voile comme étant une dalle vertical encastree sur les quatre cotes, le voile n'est pas un élément porteur (ne contribue pas dans les effort vertical) d'un autre part il travaille comme étant une dalle pleine vertical d'où les charges applique sont des poussées des terres.

8.4.5.2 Calcul des armatures longitudinales :

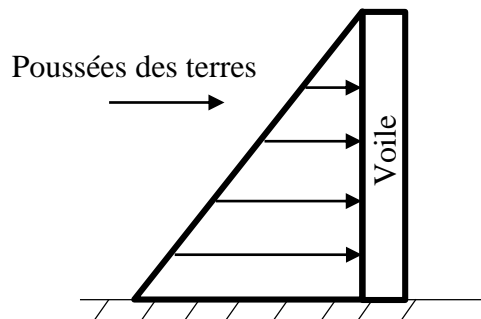


Fig VIII 32: Schéma statique du voile périphérique

φ : Angle de frottement interne. $\varphi = 30^\circ$

γ_d Poids spécifique du remblai. $\gamma_d = 15 \text{ KN/m}^3$

K_0 : coefficient de poussée donné par la formule :

$$K_0 = \tan^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.33$$

Calcul de la poussée : $P = 0.5 K_0 \times \gamma_d \times h = 0.5 \times 0.33 \times 18 \times 7.5 = 22.3 \text{ KN/m}$.

- Pour le calcul du ferrailage notre voile périphérique est sollicité en flexion simple pour cela on considère la dalle la plus sollicité d'une bande de 1 mètre de largeur.

$$L_y = 6.6 \text{ m}$$

$$L_x = 2.5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.5}{6.6} = 0.37 \text{ La dalle porte sur les un sens.}$$

Donc panneau considéré est un panneau de rive d'où :

- Moment en travée : 0,85
- Moment en appui : 0,5

$$\text{Pour cela : } \frac{L_x}{L_y} < 0.40$$

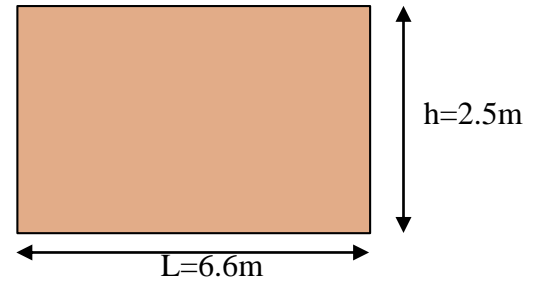


Fig VIII 33: Schéma statique du voile.

On calcul la dalle a la flexion simple dans le sens de la petite partie dont la largeur serait égale à 1m.

- Moment en travée $M_{travée} = \frac{q \times L_x^2}{10} = 0.8 M_{isostatique}$
- Moment en appui $M_{appuis} = \frac{q \times L_x^2}{16} = 0.5 M_{isostatique}$
- Moment en travée $M_{travée} = \frac{22.3 \times 2.5^2}{10} = 13.93 \text{Kn.m}$
- Moment en appui $M_{appuis} = \frac{22.3 \times 2.5^2}{16} = -8.71 \text{Kn.m}$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA99 :

$$A_{min} = 0.1\%B = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Espacement max :

$$\text{Parallèle à } L_x = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Parallèle à } L_y = (35; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Tableau VIII 10 : Ferrailage du voile périphérique.

Voile	Ferrailage	
	En appui	En travée
M_u (KN.m)	-8.71	13.93
μ	0.033	0.053
α	0.041	0.068
Z	0.132	0.131
A_x (cm ² /ml)	1.89	3.05
A_x Adopté/ml	5HA12=5.65cm ²	5HA12=5.65cm ²
St (Cm)	20	20

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte des armatures de répartition **4HA12** avec un espacement de **25cm**

8.4.5.3 Vérification d'effort tranchant : (l'Article A.5.2.2 du CBA 93)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16$$

$$Vu = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{22.3 \times 2.5}{2} = 27.8 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{27.8 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.20 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa}$$

Condition Vérifié

8.4.5.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

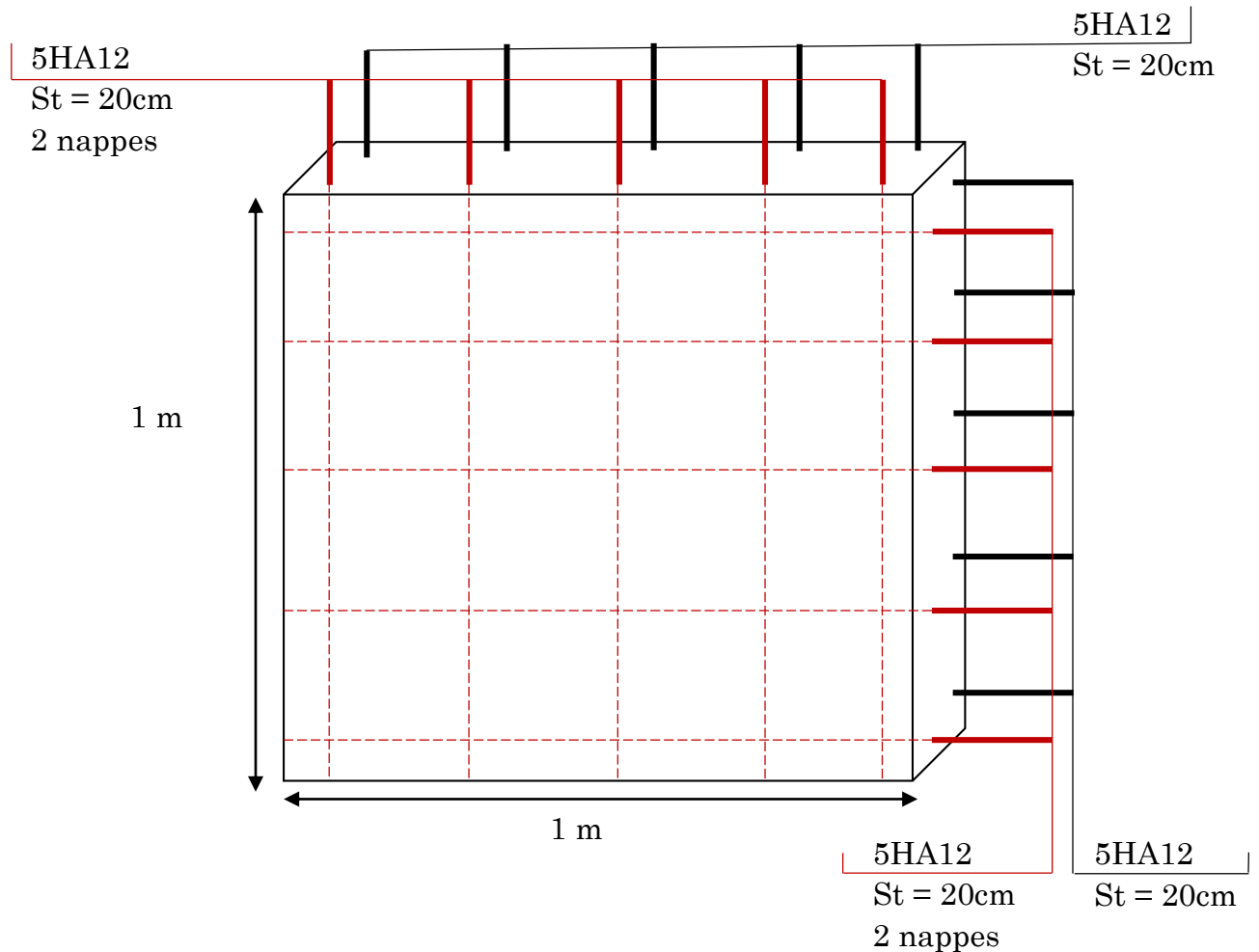


Fig VIII 34: Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier nervuré pour des raisons économiques, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- La réduction du tassement différentielle.
- La facilité d'exécution.

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur, en effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors le déroulement de notre travail, tout d'abord nous avons prise en considération le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de sismicité élevée, par suit un pré dimensionnement préliminaire des éléments principaux et secondaires, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement à notre bâtiment.

Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dû au séisme car c'est le cas le plus défavorable.

La disposition des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique en respectant l'aspect architectural du bâtiment, car c'est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes influentes sur le comportement de la structure vis-à-vis des charges extérieures, telles que les séismes, chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple (habitation, service et commerce).

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Robot » nous a permis a facilité le calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants...), et faire une modélisation sur notre structure afin de faire un calcul du ferrailage des éléments selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables et une interprétation du comportement du bâtiment lors d'un séisme.

Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie

Règlements :

- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- **DTR-BC2.331** (Règles de Calculs des fondations Superficielles).

Cours :

- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Mécanique des sols.
- Cours de modélisation du logiciel robot structural Analysis 2019.
- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux.
- Cours ouvrages En Béton.

Logiciels :

- WORD 2019.
- EXCEL 2019.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.
- Rebot Expert 2010.
- AUTOCAD 2018.

Livres :

- **Brahim youns** : « Tout en un » version 1 (calcul des structures du bâtiment en béton armé).
- **Jean Perchat –Roux** : Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).
- **Jean Perchat** : Traité de béton armé des règles BAEL à l'Eurocode.
- **Victor Davidovici** : Pratique du calcul sismique « guide d'application de l'eurocode 8 Eyrolles.
- **Y.cherait** : Calcul des ouvrages en béton armé.

Anciens Mémoires :

- Etude de la structure d'un Bâtiment (R+7 avec comble habitable et un sous-sol) en zone IIa présenté par KSOURI Mohammed et LOUNIS Khaled.
 - Etude D'une Tour R+12 Avec 2 Sous-Sol En Béton Armé Présenté par FEKIR HOUSSAM.
-

- Etude Technique d'un Bâtiment « Rdc + 9 Etages » A Usage Multiple Présenté par AHMED AMMAR Sarra et EL MOUANI Khira.
 - Etude d'un bâtiment en Béton armé (RDC+service+8 avec un entre sol et sous-sol) Contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques). Présenté par DEFLAOUI FATIMA et OUARAB NABILA.
 - Etude d'un Bâtiment « 2 Sous-Sol, Rdc + 9 Etages » Du Forme Irrégulière A Usage Multiple Présenté par Chikh Hanane.
-