

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique



جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME A USAGE
MULTIPLE (S-SOL+ RDC +10 ETAGES) EN PORTIQUE-
VOILE SITUE EN ZONE DE MOYENNE SISMICITE.**

Présenté par :

1. BELLOUZA ABDELKADER
2. AOUFI MARWA

Président : M. AYAD TAYEB.

Examineur : M. BOUKHOLDA HAFID.

Encadreur : M. BESSAI TOUHAMI

Année Universitaire : 2022 / 2023

Remerciement

On rend grâce adieu de nous avoir donné le courage et la volonté d'avoir réalisé ce travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur M BESSAI TOUHAMI, pour son aide et ces conseils judicieux tout au long de la concrétisation de ce travail.

Nos vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer notre travail.

Notre gratitude et nos chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles, qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Nous dédions ce travail à nos familles, qui ont été nos piliers de force tout au long de ce voyage. Leur soutien inébranlable, leurs conseils précieux et leurs prières constantes ont été notre source d'inspiration et de motivation. Leur confiance en nous a été le carburant qui a alimenté notre détermination et notre persévérance.

À nos parents, qui ont toujours cru en nous et en notre potentiel, même lorsque nous avons douté de nous-mêmes. Leur amour et leur soutien inconditionnels ont été notre refuge dans les moments difficiles et notre joie dans les moments de réussite.

À nos frères et sœurs, qui ont toujours été là pour nous encourager et nous soutenir. Leur foi en nous a été un rappel constant de notre capacité à atteindre nos objectifs.

À nos familles élargies, qui ont toujours été une source de sagesse et de conseils. Leur expérience et leurs prières ont été un guide précieux tout au long de ce voyage.

Nous sommes profondément reconnaissants pour votre amour, votre soutien et votre foi en nous. Cette réalisation est autant la vôtre que la nôtre. Nous vous dédions ce travail en signe de notre profonde gratitude et de notre amour éternel.

Sommaire	Page
Remerciement	
dédicace	
Sommaire	4
Liste des tableaux	7
Liste des figures	9
Introduction générale	12
Chapitre I : Présentation du projet.	
I.1) présentation de l'ouvrage	14
I.1.1) caractéristique géométrique du bâtiment	14
I.1.2) Présentation de la structure	16
I.1.3) Conception de la structure	16
I.1.3.1) Ossature de l'ouvrage	16
I.1.4) Plancher	17
I.1.4.1) Planchers en corps creux	17
I.1.5) Escaliers et ascenseur	17
I.1.6) La maçonneries	17
I.2) caractéristique mécanique des matériel	17
I.2.1). Béton	17
I.2.1.1) caractéristique du béton	18
I.2.2) Acier	20
I.2.3) Module d'élasticité longitudinal	20
I.2.4) Diagramme contrainte déformation	20
I.2.5) Diagramme contrainte déformation de calcul	21
I.3) Caractéristiques géotechniques du sol	22
I.3.1) Présentation	22
I.3.2) Reconnaissance Géotechnique	22
I.4) Infrastructures	23
Chapitre II : Pré-dimensionnement.	
II.1) Introduction	25
II.2) les poutres	25
II.2.1) Poutres principales	25
II.2.2) les poutres secondaires	26
II.3) les planchers	26
II.3.1) dalles pleines	26
II.3.2) balcon	28
II.3.3) plancher à corps creux	28
II.4) descente des charges	29
II.4.1) Introduction	29
II.4.2) plancher terrasse inaccessible	29
II.4.3) plancher étage courant	30
II.4.4) Murs en maçonnerie	32
II.4.5) Charges d'exploitation	33
II.5) pré-dimensionnement des poteaux	34
II.5.1.Principe	34
II.5.2. Etapes de pré dimensionnement des poteaux.	34
II.5.3) loi de dégression des charges	34

II.5.4) méthode de calcul	36
II.5.5) calcul de la section de poteau	39
II.5.5.1) Détermination de la surface afférente	39
II.5.5.2) Exemple de calcul	39
II.6) pré-dimensionnement des voiles	43
II.6.1) les voiles de contreventement	43
II.6.2) Voiles périphériques du sous-sol	44
Chapitre III : Etude des planchers.	
III.1) Introduction	48
III.2) Plancher dalle à corps creux	48
III.2.1) Pré dimensionnement des poutrelles	49
III.2.2) Étude des poutrelles	51
III.2.3) Détermination des sollicitations	53
III.3) Application de la méthode de Caquot	54
III.3.1) calcul du Moment fléchissant	54
III.3.2) Calcul de l'effort tranchant	56
III.3.3) Représentation des moments fléchissant et des efforts tranchants	57
III.4) Calcul des armatures longitudinales	59
III.4.2) Calcul des armatures transversales	62
III.5) Vérification de la flèche	64
III.5.1) Méthode de calcul:	69
III.5.2) Calcul des moments fléchissant	72
III.6) Calcul du ferrailage de la dalle pleine	75
III.7) Vérification des contraintes de cisaillement	80
III.7.1) Détermination de l'effort tranchant	81
III.7.2) Vérification si le Calcul de la flèche est nécessaire	81
III.8) Schéma de ferrailage	82
Chapitre IV: étude des éléments secondaires.	
IV.1) Etude de l'escalier	84
IV.1.1) Introduction	84
IV.1.2) Pré-dimensionnement	85
IV.1.3) Descente de charges	88
IV.1.3.1) Paillasse	88
IV.1.3.2) Palier	89
IV.1.4) Escaliers des étages courants	90
IV.1.4.1) Ferrailage des escaliers	91
IV.1.4.2) Calcul du moment fléchissant maximum	95
IV.1.4.4) Dessin de ferrailage	98
IV.2) Etude des balcons	99
IV.2.1) Introduction	99
IV.2.2) Descente de charges	99
IV.2.3) Calcul du moment fléchissant.	101
IV.2.4) Calcul du ferrailage	101
IV.2.5) Vérification de la flèche.	103
IV.3) Etude de l'acrotère	105
IV.3.1) Introduction	105
IV.3.2) Détermination des sollicitations	105

IV.3.3) Détermination de la section des armatures	106
IV.2.4) Vérification des contraintes de cisaillements	111
IV.2.5. Dessin de ferrailage	111
Chapitre V : Etude sismique.	
V.1) Introduction	113
V.2) Etude sismique :	113
V.2.1) Modélisation de la masse	113
V.2.2) Modélisation de la structure étudiée	114
V.3) choix de la méthode de calcul	115
V.3.1) La Méthode statique équivalente	116
V.3.2) Les méthodes dynamiques	117
V.3.2.1) La méthode d'analyse modale spectrale	117
V.4) Résultats de l'analyse dynamique	123
V.4.1) vérification de coefficient K	123
V.5) La résultante des forces sismiques	124
V.6) Calcul et vérification des déplacements	125
V.6.1) Calcul de la force sismique selon la hauteur	126
Chapitre VI : Calcul des portiques.	
VI.1) Introduction	129
VI.2) Ferrailage des portiques	129
VI.2.1) Combinaisons d'actions	129
VI.2.2) Ferrailage des poutres	130
VI.2.3) Dessin de ferrailage de la poutre principale	138
VI.2.4) Dessin de ferrailage de la poutre secondaire	139
V.2.5) Ferrailage des poteaux	139
Chapitre VII : calcul des voiles.	
VII) Ferrailage des voiles	159
VII.1) Aciers verticaux	159
VII.2) Aciers horizontaux	159
VII.3) Règles générales	160
VII.4) Détermination des sollicitations	161
VII.4.1) Ferrailage des armatures verticales	164
VII.4.2) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	167
VII.5) Dessin de ferrailage	169
Chapitre VIII : Etude des fondations.	
VIII.1) Introduction	171
VIII.2) Pré dimensionnement du radier	174
VIII.3) Vérification des contraintes dans le sol	178
VIII.3. 1) Distribution des contraintes a l'ELS	178
VIII.3.2) détermination des sollicitations	179
VIII.4) ferrailage du radier	182
VIII.5) Calcul les poutres de libage (nervure)	188
VIII.6) Dessin ferrailage	192
conclusion	193

Liste des figures	Page
Fig. I.1: Vu façade de la structure	15
Fig. I.1.2: Vue en plan d'un étage courant	15
Fig. I.1.3 : Vue en plan du sous-sol	16
Fig. I.2.1: Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU	19
Fig. I.2.2 : Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU	19
Fig. I.2.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELUR	21
Fig. I.2.4: Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers	21
Fig. II.4 : Coupe transversale du plancher terrasse	29
Fig. II.5 : Coupe transversale du plancher étage courante	30
Fig. II.6 : Schéma des niveaux	35
Fig. II.7 : Section réduite du béton	37
Fig. II.8 : Coupe A-A	38
Fig. II.9 : Surface afférente du poteau le plus sollicité	39
Fig. II.10 : Voile en élévation	43
Fig. III.2.1 : Plancher d'étage à corps creux	48
Fig. III.2.2 : Dimensions des poutrelles	49
Fig. III.2.3 : Section de calcul	49
Fig. III.2.4 : Schéma statique des trois poutrelles	52
Fig. III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle	53
Fig. III.3.1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1 ^{er} type de poutrelle	58
Fig. III.3.2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1 ^{er} type de poutrelle	58
Fig. III.3.3 : Diagramme des efforts tranchants du 1 ^{er} type de poutrelle	58
Fig. III.5.1: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	68
Fig. III.5.2: Principe de calcul	69
Fig. III.5.3: Enrobage	70
Fig. III.5.4: Schéma représentatif des différents types de panneaux des moments fléchissant	71
Fig. III.8.1: Dessin de ferrailage de la dalle pleine	82
Fig. IV.1.1 : cage d'escalier RDC	85
Fig. IV.1.2 : schéma statique d'escalier	90
Fig. IV.1.3 : Section de calcul	95
Fig. IV.1.4: Section de calcul	97
Fig. IV.1.5: schéma statique du ferrailage des escaliers	98
Fig. IV.2.1: coupe de balcon	99
Fig. IV.2.2: schéma statique du balcon	100
Fig. IV.2.3: disposition des armatures de la nappes supérieure	101
Fig. IV.2.4 : schéma ferrailage	104
Fig. IV.3.1 : dimension de l'acrotère et schéma statique	105
Fig. IV.3.2 : Section de calcul	106
Fig. IV.3.3 : Position de centre de pression	109
Fig. IV.3.4 : ferrailage de l'acrotère	111
Fig. V.1: Spectre de réponse	122
Fig. V. 1 Section de calcul en travée	132
Fig. V. 2 Section de calcul en appuis	135

Fig.V. 3 Ferrailage de la poutre principale	139
Fig.V. 4 Ferrailage de la poutre secondaire	139
Fig.V. 5 Direction des moments et efforts normal dans un poteau	140
Fig.V. 6 La zone nodale	1421
Fig.V. 7 Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	144
Fig.V. 8 Position de N1, M1, et M'1 sur la section transversale	147
Fig.V. 9 Position de N1, M1, et M'1 sur la section transversale	149
Fig.V. 10 Position de N1, M1, et M'1 sur la section transversale	151
Fig.V. 11 Position de N1, M1, et M'1 sur la section transversale	154
Fig.V. 12 Position de N1, M1, et M'1 sur la section transversale	156
Fig.VII. 3.1: Effort normal N a l'ELU	161
Fig.VII. 3.2: Moment fléchissant M à L'ELU	161
Fig.VII. 3.3: Effort normal N a l'ELS	162
Fig.VII. 3.4: Moment fléchissant M à L'ELS	162
Fig.VII. 3.5: Effort normal N a l'ELA	163
Fig.VII. 3.6: Moment fléchissant M à L'ELA	163
Fig. VII.4.2.1 : les voiles à l'effort tranchant	168
Fig. VII.5: ferrailage des voiles	169
Fig. VIII.1.1: types des fondations superficielles	172
Fig. VIII.1.2: surface de radier	173
Fig. VIII.1.3: schéma du radier général	173
Fig. VIII.1.3: schéma du radier général	174
Fig. VIII.2.1: dimension du radier	178
Fig. VIII.3.1.1: schéma des contraintes de sol a ELS	178
Fig. VIII.3.1.2: schéma des contraintes de sol a ELU	179
Fig. VIII.3.2.1: schéma des moments de radier sur axe xx a ELU	180
Fig. VIII.3.2.2: schéma des moments de radier sur axe xx a ELS	180
Fig. VIII.3.2.3: schéma des moments de radier sur axe yy a ELU	181
Fig. VIII.3.2.4: schéma des moments de radier sur axe yy a ELS	181
Fig. VIII.5.1: schéma des moments sur les nervures a ELU	188
Fig. VIII.5.2: schéma des moments sur les nervures à ELS	188
Fig. VIII.5.3: schéma des efforts tranchants sur les nervures a ELU	191
Fig. VIII.6 : dessin ferrailage radier nervure	192

Liste des tableaux	Page
Tab. I.1.1: Tableau de dimension	14
Tab. I.1 : caractéristique mécaniques des aciers	20
Tab. II.1: tableau récapitulatif des sections des poutres	26
Tab. II.2 : décente de charges du plancher terrasse	30
Tab. II.3 : charge du plancher étage courant	31
Tab. II.4 : charge du plancher RDC et sous-sol	3321
Tab. II.5: évaluation des charges permanentes de mur extérieur	32
Tab. II.6: évaluation de charges permanentes de Mur intérieur à une seule cloison et double cloison	33
Tab. II.7: Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges	34
Tab. II.8: surcharges d'exploitation	35
Tab. II.9 : Distribution des charges	36
Tab. II.10 : dimensionnement des poteaux	41
Tab. II.11 : Vérification des conditions de la RPA99v2003	42
Tab. II.12 : Vérification des conditions du flambement	42
Tab. II.13: Epaisseur des voiles.29	44
Tab. III.1: Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers	52
Tab. III.2: Tableau des combinaisons d'action	53
Tab. III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux	59
Tab. III.4: Tableau de vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis	62
Tab. III.5: Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures	63
Tab. III.6: Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne	63
Tab. III.7: Tableau de la section des armatures transversales	64
Tab. III.8: Tableau de l'espacement des armatures transversales	64
Tab. III.9: Tableau de calcul du moment d'inertie	66
Tab. III.10: Tableau de calcul des contraintes d'acier	66
Tab. III.11: Tableau de Calcul de μ_J , μ_g et μ_P	66
Tab. III.12: Tableau de calcul des moments fictifs	67
Tab. III.13: Tableau de calcul des flèches partielles	67
Tab. III.14: Tableau de calcul de la flèche totale et admissible	68
Tab. III.15: Tableau de calcul du ferrailage	69
Tab. III.16: Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine	70
Tab. III.17: Tableaux des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du plancher haut du RDC	70
Tab. III.18: Tableau des moments fléchissant des panneaux de forme irrégulière	75
Tab. IV.1 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse	88
Tab. IV.2 : Charges permanentes et surcharges du palier	89
Tab. VI.3: tableau récapitulatif des moments fléchissant.	95
Tab. IV.2.1 : Charges permanente de balcon	99
Tab. IV.2.2 : Tableau récapitulatif des armatures	104
Tab. V.1: Valeurs des pénalités p_q	121
Tab. V.4.1: Période et facteurs de participation massique	123
Tab. V.8.1: Déplacements relatifs de tous les niveaux	125

Tab. V.8.2: Disposition de la force sismique	127
Tab. VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants	131
Tab. VI.2: Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par Robot	138
Tab. VI.3: Tableau récapitulatif des sollicitations	145
Tab.VII.3.1 : Tableau des efforts appliqués	165
Tab.VII.3.2 : Résultat d'analyse cas N°1	165
Tab.VII.3.3 : Résultat d'analyse cas N°2	166
Tab.VII.3.4 : Résultat d'analyse cas N°3	166
Tab. VIII.2.1: tableau de l'impact du poteau sur la dalle du radier.	177
Tab. VIII.3.2.1: les différentes sollicitations sur le radier.	182

Listes de symboles

ELU	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h_o	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I_o	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$

Introduction générale

Introduction générale :

La structure étudiée est un bâtiment multifonctionnel en béton armé, s'élevant sur dix étages, avec un sous-sol et un rez-de-chaussée. Le sous-sol et le rez-de-chaussée sont prévus pour servir de locaux, tandis que le premier étage est destiné à des bureaux. Les dix étages supérieurs sont conçus pour un usage résidentiel.

Ce bâtiment sera construit dans la wilaya de Mostaganem, une région classée comme zone de sismicité moyenne, "Zone IIa", selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003). Cette classification a une influence significative sur les normes de construction et les mesures de précaution à prendre lors de la conception et de la construction du bâtiment pour assurer sa résistance et sa sécurité en cas de séisme.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 10, en béton armé à usage multiple (habitation+commerce+services).

Comportant sous-sol, Rez-dechaussé, bureaux et 9 étage a usage d'habitation a Mostaganem.

Le travail a été partagé en huit parties principales :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment.
- Le deuxième chapitre consiste à la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le 3ème chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, balcon et les escaliers).

Le 5ème chapitre présente l'étude sismique.

- Le 6ème chapitre présente le dimensionnement des éléments structuraux.
- Le 7ème chapitre présente le calcul des voiles.
- Le 8ème chapitre sera consacré à l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

Présentation du projet

I.1) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments structuraux d'une tour en béton armé de R+10 à usage d'habitation dans une zone moyenne sismicité selon les règlements BAEL 91

L'usage contient :

- Un sous-sol comme un parking.
- Un RDC comme des locaux et le 1^{er} étage comme des bureaux.
- Du 2^{ème} au 10^{ème} étage usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à la wilaya de Mostaganem à la commune de Mostaganem la zone est classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa), puisque cette ouvrage est à usage d'habitation il classé dans le groupe « 2 » selon la classification du RPA 99 (Article 3.2), et d'après l'étude du sol, il sera bâti sur un sol ferme (site 02).

I.1.1) caractéristiques géométrique du bâtiment :

a. dimensions en élévation

Hauteur total du bâtiment	37.91 (m)
Hauteur d'étage courant	3.06 (m)
Hauteur de RDC	4.59 (m)
Hauteur de sous-sol	2.72 (m)

Tab. I.1.1: Tableau de dimension.

b. dimensions en plan :

La longueur $\Rightarrow L = 24.34$ m.

La largeur $\Rightarrow L = 9.6$ m.



Fig. I.1: Vu façade de la structure.

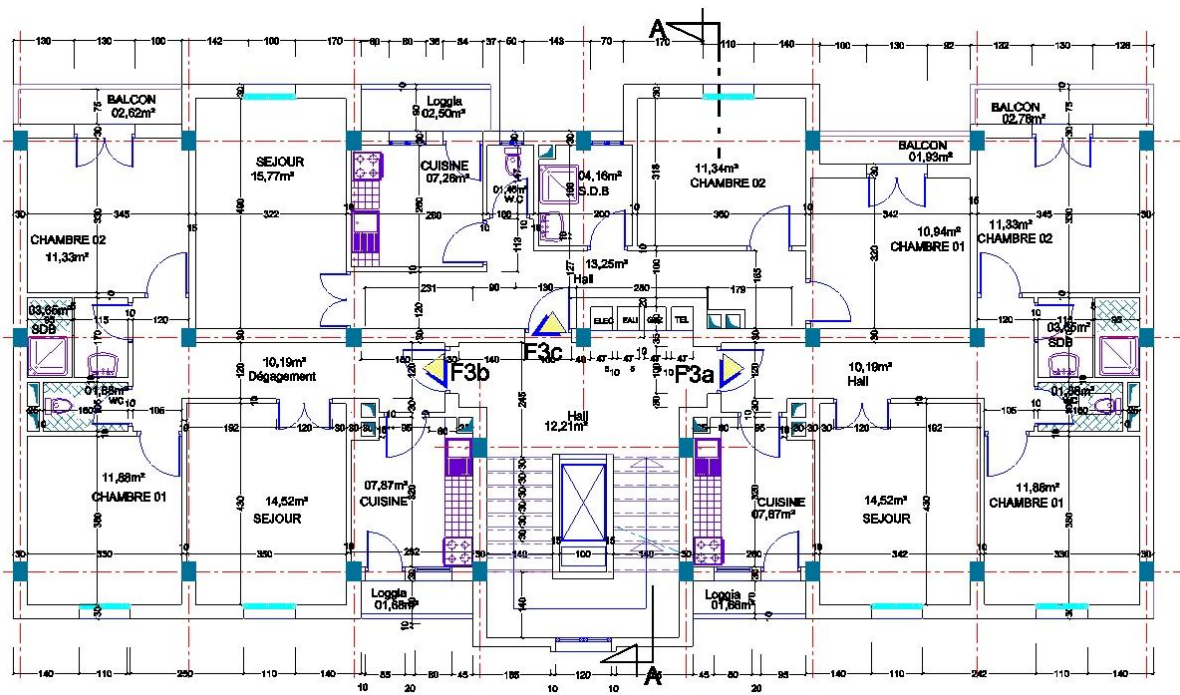


Fig. I.1.2: Vue en plan d'un étage courant.

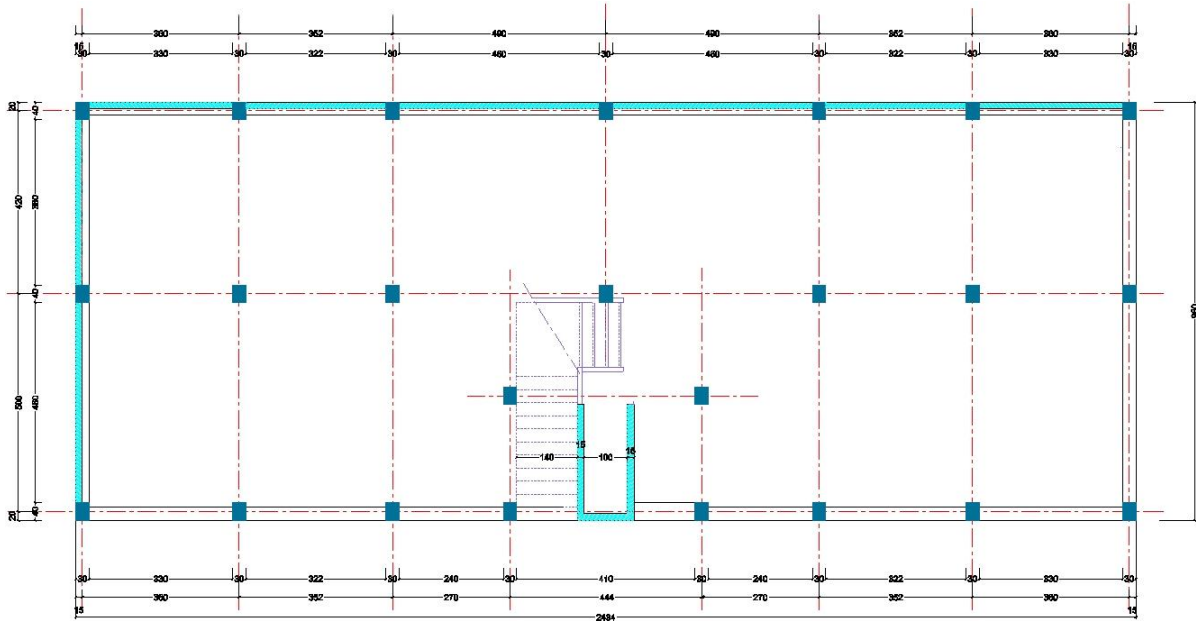


Fig. I.1.3 : Vue en plan du sous-sol.

I.1.2) Présentation de la structure :

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

- Les planchers sont constitués par corps creux et dalles pleines assurant une rigidité et une sécurité contre l'incendie.
- La cage d'escalier : une pour le 1^{er} étage à usage bureaux, et une autre cage pour tous les étages courants et le sous-sol.
- Les façades sont réalisées en maçonnerie traditionnelle.

I.1.3). Conception de la structure :

I.1.3.1) Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; le calcul se fera en RPA99 (v2003).

I.1.4) Plancher :

I.1.4.1) Planchers en corps creux :

Plancher à corps creux pour une partie de l'étage courant.

Plancher à dalle pleine pour le sous sol, et le RDC.

I.1.5) Escaliers et ascenseur :

La structure de la cage d'escalier et de la cage d'ascenseur du 1^{er} étage au 10^{ème} étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

I.1.6) La maçonneries :

- Murs extérieurs :

Le remplissage de façade est réalisé en doubles cloisons composé d'une Paroi extérieure en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une paroi intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui est assure l'isolation thermique et acoustique.

- **Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.2) caractéristique mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction.

I.2.1). Béton :

Le béton est un matériau de construction largement utilisé dans le génie civil et la construction. Il est composé de ciment, de granulats (tels que le sable et les graviers) et d'eau, mélangés dans des proportions spécifiques pour former une pâte homogène. Parfois, des adjuvants chimiques sont également ajoutés pour améliorer certaines propriétés du béton.

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 , caractérisé par les proportions usuelles et standards suivantes :

- Ciment: le type du ciment utilisé est le CPJ-CEM II 42.5.
- Graviers lavé: (3/8), (8/15) et (15/25).
- Sables lavé.
- Eau de gâchage purifié.

Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

I.2.1.1) caractéristique du béton:

A. Résistance à la compression :

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28j dite valeur caractéristique qui est estimé à 25 Mpa.

- Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$
 - $f_{cj} = f_{c28}$ Pour $j < 28 \text{ J}$
 - $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ Pour $j > 28 \text{ J}$
- Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$
 - $f_{cj} = f_{c28}$ Pour $j < 28 \text{ J}$

B. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

C. Module de déformation longitudinal du béton :

C.1) Le module de déformation longitudinal instantanée : [article A.2.1.21 BAEL.91]

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ Donc } \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

C.2) Le module de déformation longitudinal différée: [(Article A.2.1.22 BAEL91)]

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \text{Avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } E_{vj} = 10818,866 \text{ MPa}$$

D) Coefficient de poisson (Article A.2.1.3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- v = 0 l'état limite ultime (béton fissuré).
- v = 0.2 l'état limite service (béton non fissuré).

E) contraintes limites :

Suivant le BAEL.91, on distingue deux états de calcul :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U).
- ✓ Etat limite service (E.L.S).

E.1) Etat limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme parabole rectangle ci dessous :

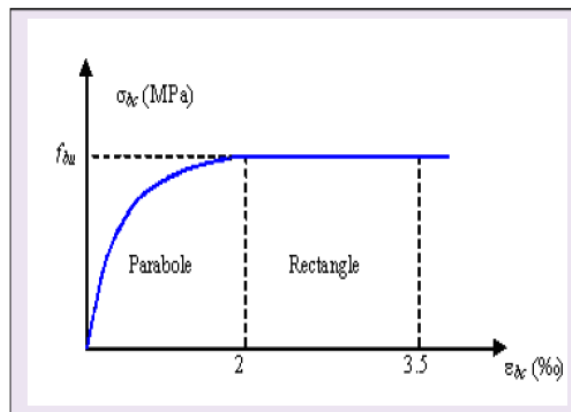


Fig. I.2.1: Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU.

E.2) Etat limite service (E.L.S) :

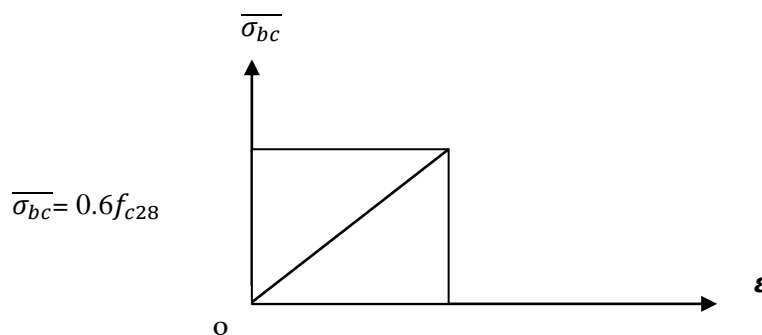


Fig. I.2.2 : Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU.

I.2.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

aciers	désignation	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Diamètres nominaux	utilisation
Ronds lisses (RL)	feE215	215	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	feE235	235		
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses)	TLE520 $\phi \leq 6$	520	$\phi \leq 6$	Emplois courants

Tab. I.1 : caractéristique mécaniques des aciers.

I.2.3) Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.2.4) Diagramme contrainte déformation:

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.

Le diagramme contrainte déformation à l'allure suivante :

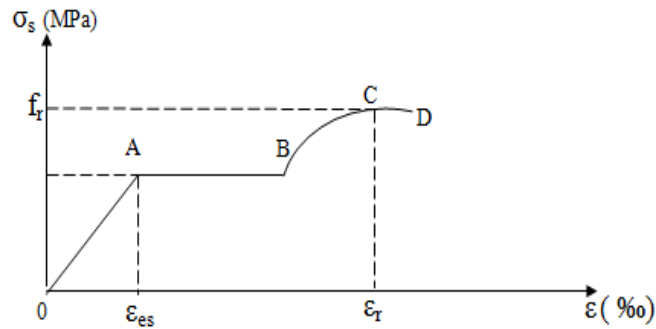


Fig. I.2.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELUR

Avec : f_r : Résistance à la rupture.

f_e : contrainte limite élastique.

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.

I.2.5) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

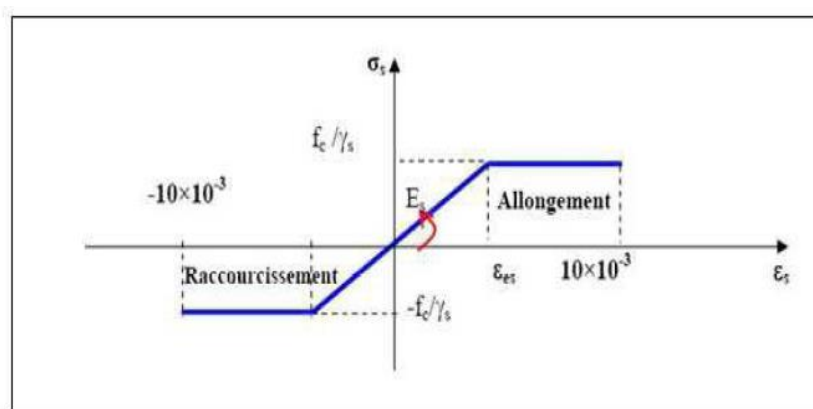


Fig. I.2.4: Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers.

- **Etat Limite ultime de résistance (E.L.U):**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$\gamma_s=1,15 \Rightarrow$ En situation durable.

$\gamma_s=1,00 \Rightarrow$ En situation accidentelle.

- **Etat limite ultime de service (E.L.S) :**

Fissuration peu préjudiciable [BAEL91 /Article4.5.32] : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable [BAEL91/Article 4.5.33] :

$$\sigma_{st} = \min ((3/2).f_e ; \max (0.5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}).$$

Fissuration très préjudiciable [BAEL91 /Article 4.5.34]:

$$\sigma_{st} = \min ((3/2).f_e ; \max (0.8f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}).$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta=1$: Pour des ronds lisses(RL).

$\eta = 1.6$: Pour les hautes adhérences avec $\phi \leq 6$ mm (HA).

$\sigma_s = 348$ Mpa situation de l'AMP durable.

$\sigma_s = 400$ Mpa situation accidentelle.

I.3) Caractéristiques géotechniques du sol :

I.3.1) Présentation :

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance à l'étude de sol pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Alors pour faire un bon choix de fondation et assurer une bonne assise pour notre ouvrage, il est nécessaire de faire une étude géotechnique afin de déterminer la portance et les caractéristiques du sol.

I.3.2) Reconnaissance Géotechnique:

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent à la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

Nous constatons que la valeur de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, à 2.5m de profondeur, est supérieure à celle déduite des essais in-situ. Tenant compte de ces nouveaux résultats de la portance du sol, calculée a partir des essais de laboratoire, nous pouvons adopter, pour la capacité portante du sol, la valeur définitive suivante: q_{adm} 3.00 bars.

I.4) Infrastructures :

Selon l'article 22 du RPA 99/version 2003, exception faite pour les constructions en (R+2) au maximum ou 11m de hauteur moyenne (type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400m²), les reconnaissances et l'étude de sol sont obligatoires.

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

Poids volumique du sol 17.00 KN/m³

Angle de frottement interne: = 35°

- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars
- Condition de la nappe phréatique:
 - Aucune nappe d'eau n'a été trouvée.
- Type de fondations:
 - ✓ Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres ;
 - ✓ Le site du bâtiment (site urbain, existence d'une nappe d'eau...) ;
 - ✓ Les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol et
 - ✓ La structure de l'ouvrage (bâtiment haut ou bas, rigide ou souple...).

Notre bâtiment une structure de grande hauteur avec une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées, les semelles continues ou isolées deviennent très larges donc elles se chevauchent. On doit donc, fonder le bâtiment sur une semelle unique constituant un radier général.

Chapitre II

Le Pré-

dimensionnement

II) Pré-dimensionnement des poutres:

II.1) Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur rôle est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue selon des formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiées par la norme selon le **RPA99, V2003**.

→ Critère de la flèche d'après le **BAEL91**:

$$\frac{1}{15} \leq L \leq \frac{1}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- Condition imposées par le RPA 99 (version 2003) 7.5.1:

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

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

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1$$

II.2) Les poutres :

II.2.1) Poutres principales:

$$L_{\max} = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$$

On prendra: $h = 40 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 0,4(40) \leq b \leq 0,8(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

On prendra: $b = 30 \text{ cm}$

- Vérification des conditions imposées par RPA99 (v2003):

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ C.V}$$

$$h/b = 1.33 \text{ cm} \leq 4$$

Donc; la section de la poutre principale est de dimension (30*40)

II.2.2) les poutres secondaires:

$$L_{\max} = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66 \leq h \leq 49$$

On prendra: $h = 35 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 0,4(35) \leq b \leq 0,8(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 28$$

On prendra: $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérification de la condition imposée par RPA99 (v2003):

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $h/b = 1.17 \text{ cm} \leq 4$
- } \Rightarrow Condition vérifiées

Donc la poutre secondaire est dimension (30*35) cm²

Tableau:

Poutres	P.P	P.S
Section	(40*30) cm ²	(35*30) cm ²

Tab. II.1: tableau récapitulatif des sections des poutres.

II.3) les planchers:

II.3.1) dalles pleines:

Une dalle pleine fait référence à une dalle de construction ou à un élément de dalle qui est solide et uniforme, sans aucune ouverture ou perforation à travers sa surface. Cela signifie que la dalle est continue et ne présente pas de vides, de cavités ou de trous.

➤ **Condition de résistance à la flexion:**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par:

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \quad \Rightarrow \text{la charge doit être uniformément répartie}$$

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:

$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 \leq \rho \leq 1 \\ \text{concentrée quel que soit la valeur de } \rho. \end{array} \right. \Rightarrow$ La charge est uniformément répartie ou bien dalle soumise à une charge

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle (L_x entre nus d'appuis)

L_y : la plus grande dimension du panneau de dalle (L_y entre nus d'appuis)

Pour le présent projet, nous avons :

$$L_x = 4,90 \text{ m}$$

$$L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{4,90}{5,00} = 0,98 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow 0,4 \leq 0,98 \leq 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux directions (deux sens) .

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x \Rightarrow \frac{490}{50} \leq h_d \leq \frac{490}{40} \Rightarrow 9,8 \text{ cm} \leq h_d \leq 12,25 \text{ cm}$$

$$h_d = 11 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent de la condition suivante:

➤ **Condition de résistance au feu:**

$$\left\{ \begin{array}{ll} e= 7\text{cm} & \text{pour une heure de coupe-feu.} \\ e= 11 \text{ cm} & \text{pour deux heure de coupe-feu.} \\ e= 17.5 \text{ cm} & \text{pour un coupe-feu de quatre heures.} \end{array} \right.$$

On admet que : $e=16 \text{ cm}$

➤ **Condition d'isolation phonique:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contre les bruits aériens: } 2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d \geq 14 \text{ cm} \\ \text{Contre les bruits d'impacts : } 2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d \geq 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Conclusion:

$e=\max (11, 14, 16) \text{ cm}$

- On adoptera une épaisseur de dalle : $e=16\text{cm}$

II.3.2) balcon:

(Étudier comme une console)

$L_x=1.00 \text{ m}$

$L_y =$

$$h_d \geq \frac{L_x}{10} = \frac{100}{10} \Rightarrow \text{on prend } h_d = 10\text{cm}$$

II.3.3) plancher à corps creux :

le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression st du corps creux .

Avec :

h_t : épaisseur totale du plancher.

H_0 : épaisseur de la dalle de compression.

H_1 : épaisseur du corps creux.

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_x}{25} \leq h_t \leq \frac{L_y}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8}] \Rightarrow h_t \leq \frac{L_x}{22.5} \Rightarrow 19.6\text{cm} \leq h \leq 24.5 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{L_x}{22.5} \geq 21.77 \text{ cm}\right) \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

Plancher a corps creux = 16+4 cm

Dalle de compression = 4 cm

II.4) descente des charges :

II.4.1) Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. On aura considéré :

- le poids propre de l'élément
- la charge du plancher qu'il supporte
- la part de cloisons réparties qui lui revient
- les éléments secondaires (escalier, acrotère....)

II.4.2) plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection, comme il est indiqué ci-dessous :

- 1 : gravillon de protection
- 2 : étanchéité multicouche
- 3 : Isolation thermique
- 4 : forme de pente
- 5 : dalle en corps creux (16+4cm)
- 6 : enduit eu plâtre (2cm)

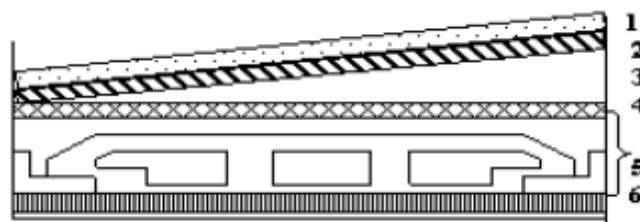


Fig. II.4 : coupe transversale du plancher terrasse.

Descentes des charges terrasse inaccessible :

- **Charge permanentes :**

Niveaux	Matériaux	P (Kn/m ³)	Ep (cm)	G (kn/m ²)
Terrasse	1- Protection gravillon	20	4	0,8
G_t = 6,380	2- Etanchéité multicouche (FEUTRE 36 S AC)	6	2	0,12
	3- Forme de pente	22	10	2,2
	4- Isolation thermique	10	1	0,1
	5- Dalle en corps creux (16+4)	16+4	/	2,8
	6- Enduit plâtre	18	2	0,36

Tab. II.2 : décente de charges du plancher terrasse.

II.4.3) plancher étage courant :

1: carrelage+chape de mortier+lit de sable .

2 : dalle en corps creux.

3 : enduit platre.

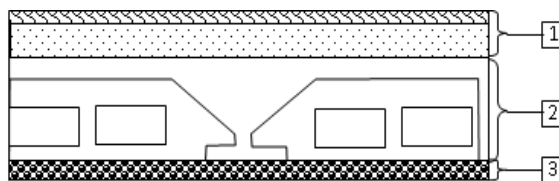


Fig. II.5. : Coupe transversale du plancher étage courante.

Descentes des charges étage courant :

- Charge permanentes :

Niveau	Désignation	P (Kn/m ³)	Ep (m)	G (kn/m ²)
ETAGE COURANT	Carrelage	22	2	0,44
G_{EC} = 5,200	Mortier de pose	20	2	0,4
	Lit de sable	18	2	0,36
	Enduit plâtre	10	2	0,2
	Dalle en corps creux (16+4)	2	/	2,8
	Cloisons intérieures	10	1	1

Tab. II.3 : charge du plancher étage courant.

Descentes des charges RDC :

- Charge permanentes :

Niveau	Désignation	P (Kn/m ³)	Ep(m)	G (kn/m ²)
RDC+Sous-sol	Carrelage	22	2	0,44
G_{EC} = 6,470	Mortier de pose	20	2	0,4
	Lit de sable	18	2	0,36
	Enduit au ciment	18	1,5	0,27
	Dalle en béton armé	25	16	4
	Cloisons intérieures		10	1

Tab. II.4 : charge du plancher RDC et sous-sol.

II.4.4) Murs en maçonnerie :

- *Mur extérieur :*

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison)

	Désignation	P (Kn/m ³)	Ep(m)	G (kn/m ²)
Mur extérieur	Brique creuses	9	15	1,35
G = 2,810	Brique creuses	9	10	0,9
	L'âme d'air		5	0
	Enduit plâtre (ex)	18	2	0,36
	Enduit plâtre (in)	10	2	0,2

Tab. II.5: évaluation des charges permanentes de mur extérieur.

- *Mur intérieur :*

	Désignation	P (Kn/m ³)	Ep(m)	G (kn/m ²)
Mur Intérieure (10 cm)	Brique creux	9	10	0,9
G = 1,300	Enduit plâtre (ex)	10	2	0,2
	Enduit plâtre (in)	10	2	0,2
Mur extérieur (25 cm)	Brique creux	9	10	0,9
G = 2,200	Brique creux	9	10	0,9
	L'âme d'air		5	0
	Enduit plâtre (ex)	10	2	0,2
	Enduit plâtre (in)	10	2	0,2

Tab II.6: évaluation de charges permanentes de Mur intérieur à une seule cloison et double cloison.

II.4.5) Charges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible..... Q= 100 kg/m²
- Plancher étage courant.....Q=150 kg/m²
- Plancher de RDC.....Q=250 kg/m²
- Sous-solQ= 250 kg/m²
- Balcon en dalle plein.....Q= 350 kg/m²

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

$$q_s = G+Q \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

$$\overline{q_u} = q_u \times e \text{ [daN/ml]}$$

$$\overline{q_s} = q_s \times e \text{ [daN/ml]}$$

Charge Etage	Destination	G (Kn/m ²)	Q (Kn/ m ²)	ELU	ELS	Bonde (m)	$\overline{q_u}$	$\overline{q_s}$
Plancher Terrasse	Terrasse inaccessible	638	100	1011,3	738	0,6	606,78	442,8
2ème - 9ème étage	Habitation	520	150	927	670	0,6	556,2	556,2
1er étage	Bureaux	520	250	1077	770	0,6	646,2	646,2
RDC	Commerce	647	250	1248,45	897	1	1248,45	1248,45
Sous sol	Parking	647	250	1248,45	897	1	1248,45	1248,45
Balcon en dalle pleine		522	350	1229,7	872	1	1229,7	1229,7
Mur extérieur 30 cm		281	/	379,35	281	1	379,35	379,35
Mur extérieur 10 cm		130	/	175,5	130	1	175,5	175,5
Mur extérieur 25 cm		220	/	297	220	1	297	297

Tab .II.7: Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges.

II.5) pré-dimensionnement des poteaux :

II.5.1) Principe :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.5.2) Etapes de pré dimensionnement des poteaux :

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Détermination des charges et surcharge de chaque type de poteau.
- Calcul de la surface de chaque poteau.
- Vérification de la section a l'ELU.
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL.91**.

la section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par **L'RPA99** (Article : 7.4.1)

II.5.3) loi de dégression des charges :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

i	Niveaux	Surcharges	Q (KN)
1	Haut 10 ^{ème} étage	Q_0	1,000
2	Haut 9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
3	Haut 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,850
4	Haut 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,050
5	Haut 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + \dots + Q_4)$	6,100
6	Haut 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + \dots + Q_5)$	7,000
7	Haut 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6)$	7,750

8	Haut 3 ^{eme} étage	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8,455
9	Haut 2 ^{eme} étage	$Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8)$	9,280
10	Haut 1 ^{er} étage	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9)$	10,045
11	Haut RDC	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,750
12	Haut Sous-sol	$Q_0 + 0.64 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	12,2

Tab : II.8: surcharges d'exploitation.

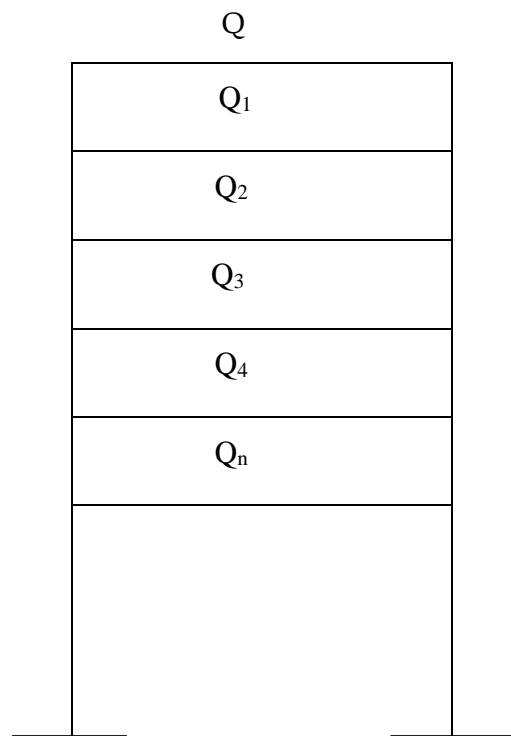


Figure II.6 : Schéma des niveaux.

Evaluation des charges :

Niveau des planchers	Les charges et les surcharges non cumulée		Les charges et les surcharges cumulée	
	G (dan/m ²)	Q (dan/m ²)	G (dan/m ²)	Q (dan/m ²)
Haut 10 ^{ème} étage	638	100	638	100
Haut 9 ^{ème} étage	520	150	1158	250
Haut 8 ^{ème} étage	520	150	1678	385
Haut 7 ^{ème} étage	520	150	2198	505
Haut 6 ^{ème} étage	520	150	2718	610
Haut 5 ^{ème} étage	520	150	3238	700
Haut 4 ^{ème} étage	520	150	3758	775
Haut 3 ^{ème} étage	520	150	4278	845,5
Haut 2 ^{ème} étage	520	150	4798	928
Haut 1 ^{er} étage	520	150	5318	1004,5
Haut RDC	647	250	5838	1075
Haut sous-sol	647	250	6358	1156

Tab. II.9 : Distribution des charges.

II.5.4) méthode de calcul :

Leur pré-dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Les critères de résistance.
- Les conditions du RPA99 version.
- Condition de flambement.

a. Condition de résistance :

La formule générale donne :

$$\beta_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

\Rightarrow Zone IIa $\Rightarrow A_{min} = 0,8\% Br \Rightarrow A / Br = 0,008$. RPA99 version 2003 (art .7.4.2.).

$$\sigma_s : \text{Contrainte d'acier} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Resistance de calcul du béton} : \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,16 \text{ MPa}$$

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

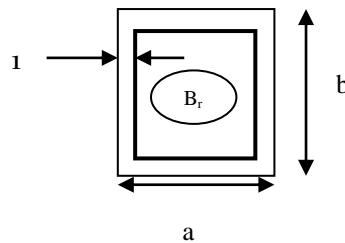


Fig. II.7 : section réduite du béton.

$$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2) \Rightarrow (a \text{ et } b \text{ en cm}).$$

$$\lambda \leq 50: \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

Avec : α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ

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

$$\Rightarrow \lambda = 35 \text{ donc } \beta = 1.2$$

$$\beta_r \geq \frac{1.2 \cdot N_u}{\left[\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{0.8}{\beta_r} \right) \cdot \frac{400}{1.15} \right]}$$

$$\beta_r = 0.00663 N_u$$

D'après le critère de résistance, on a:

$$N_u = 1.15 P_u$$

$$P_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitation.

b. condition de stabilité de forme :(critère de flambement)

Vérification du : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$ BAEL91 (Article B.8.4.1)

Avec :

- λ : l'élanement mécanique d'une pièce comprimée.
- l_f : Longueur de flambement avec $l_f = 0.7l_0$.
- l_0 : Hauteur libre de poteau.
- i : rayon de giration de la section droite du béton seul. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

c. Condition imposes par la RPA99 (version2003) :

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par LRpa (article: 7.4.1)

En zone IIa les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ avec : (a,b) : dimension se la section
- $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$
- $1/4 < a/b < 4$.

H_e : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux rectangulaires.

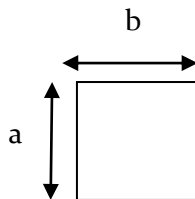


Fig. II.8: coupe A-A.

II.5.5) calcul de la section de poteau :

5.5.1) Détermination de la surface afférente :

On utilise le poteau le plus sollicité pour le pré dimensionnement :

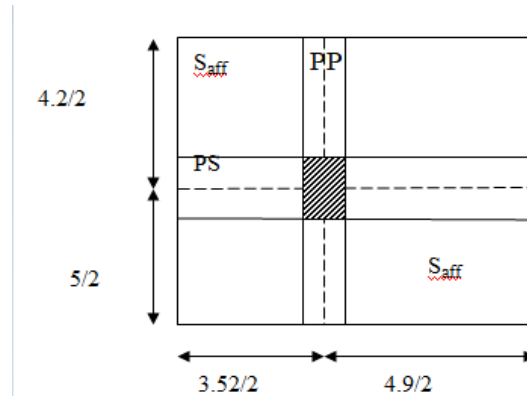


Fig. II.9 : surface afférente du poteau le plus sollicité.

P_p : poutre principale.

P_s : poutre secondaire.

S_{aff} : section afférente.

La longueur afférente de la poutre principale : L_{aff-ps} = 4.21 m.

La longueur afférente de la poutre secondaire : L_{aff-pp} = 4.6 m.

La section afférente de plancher : S_{aff} = 19.37 m²

5.5.2). Exemple de calcul :

➤ **Calcule de la section du poteau :**

1_Effort normal ultime P_u :

$$P_u = N_{pl} + N_{pp} + N_{ps}$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) \times S_{\text{aff}} = [(1.35 \times 2718) + (1.5 \times 610)] \times 19.37 = 88797.89 \text{ daN.}$$

$$N_{pp} = 1.35 \times 2500 \times h \times b \times L_{\text{aff-pp}} \times n = 1.35 \times 2500 \times 0.4 \times 0.30 \times 4.90 \times 5 = 9315 \text{ daN.}$$

$$N_{ps} = 1.35 \times 2500 \times h \times b \times L_{\text{aff-ps}} \times n = 1.35 \times 2500 \times 0.35 \times 0.30 \times 4.21 \times 5 = 7459.59 \text{ daN.}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps} = 105572.48 \text{ daN.}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_u = 121408.35 \text{ daN.}$$

La section du béton réduire :

$$B_r = 0.00663 \times 121408.35 = 804.94 \text{ cm}^2$$

Pour la section carrée fixe a :

$$a \geq \sqrt{B_r}$$

$$B_r = (a-2\text{cm})(b-2\text{cm}) \geq 804.74 \text{ cm}^2$$

$$(a-2\text{cm})^2 \geq 804.74 \text{ cm}^2$$

$$a \geq \sqrt{804.74} + 2 \text{ cm}$$

$$a \geq 30.36 \text{ cm} \Rightarrow a=b=35 \quad (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = 0.7l \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\text{On a } l = 3.06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 0.7(3.06) = 2.142 \text{ m}$$

$$\text{Avec } a \times b = 0.35 \times 0.35 = 0.123 \text{ m}^2$$

Sens x-x :

$$I = \frac{a.b^3}{12} = \frac{0.35 \times 0.35^3}{12} = 1.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.25 \cdot 10^{-3}}{0.123}} = 0.100 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } \lambda = \frac{2.142}{0.100} = 21.42 < 35 \Rightarrow \underline{\text{C.V}}$$

Sens y-y:

$$i = 0.100 \text{ m} \quad \text{et } \lambda = 21.42 < 35 \Rightarrow \underline{\text{C.V}}$$

Hauteur d'Etage	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu Long (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Br	a (cm)	a (cm) Choisi	Bc (cm)	a (cm)
3,06	Haut du 10eme	6,38	1,00	20,25	14,47	-	-	247,77	282,49	187,29	15,69	40,00	188,33	13,72
3,06	haut du 9eme	11,58	2,50	40,50	28,94	16,52	-	474,88	560,85	371,84	21,28	40,00	373,90	19,34
3,06	Haut du 8eme	16,78	3,85	60,75	43,41	33,05	-	696,49	833,69	552,73	25,51	40,00	555,80	23,58
3,06	Haut du 7eme	21,98	5,05	81,00	57,88	49,57	-	912,58	1101,03	729,97	29,02	45,00	734,02	27,09
3,06	Haut du 6eme	27,18	6,10	101,25	72,35	70,49	-	1123,15	1367,24	906,47	32,11	45,00	911,49	30,19
3,06	Haut du 5eme	32,38	7,00	121,50	86,82	91,40	-	1328,22	1627,94	1079,31	34,85	45,00	1 085,29	32,94
3,06	Haut du 4eme	37,58	7,75	141,75	101,29	112,31	-	1527,77	1883,12	1248,49	37,33	50,00	1 255,42	35,43
3,06	Haut du 3eme	42,78	8,46	162,00	115,76	138,13	-	1725,67	2141,56	1419,83	39,68	50,00	1 427,71	37,79
3,06	Haut du 2eme	47,98	9,28	182,25	130,23	163,95	-	1927,98	2404,41	1594,10	41,93	50,00	1 602,94	40,04
3,06	Haut du 1er	53,18	10,05	202,50	144,70	189,77	-	2128,27	2665,24	1767,03	44,04	55,00	1 776,82	42,15
4,59	Haut du RDC	58,38	10,75	222,75	159,17	236,63	-	2325,98	2944,53	-	2,00	55,00	-	-
2,72	Haut du s sol	64,85	12,20	243,00	173,64	264,40	-	2593,26	3274,31	2170,83	48,59	60,00	2 182,87	46,72

Tab. II.10 : dimensionnement des poteaux.

➤ Vérification suivant RPA99v2003 :

Niveaux	Poteaux cm ²	Min (a, b) ≥ 25cm		Min (a, b) ≥ he/20		0.25 < a / b < 4	
		Min	≥ 25	he/20	vérifie	a / b	vérifie
Du 6eme au 10eme	40x45	30	CV	15.3	CV	0,88	CV
Du 3eme au 5eme	45x50	45	CV	15.3	CV	0,9	CV
Du RDC au 2eme	50x55	50	CV	15.3	CV	0,9	CV
sous sol	55x60	55	CV	13.6	CV	0,91	CV

Tab. II.11 : Vérification des conditions de la RPA99v2003.

➤ Conditions de flambements :

Etages	Poteaux		L ₀ (cm)	L _r (cm)	I (cm ⁴)		B (cm ₂)	i (cm)		λ	
	a(cm)	b(cm)			I _x	I _y		i _x	i _y	λ _x	λ _y
10 ^{eme} étage	40	40	306	214,2	213333,33	213333,33	1600	11,55	11,55	18,54<35	18,54<35
9 ^{eme} étage	40	40	306	214,2	213333,33	213333,33	1600	11,55	11,55	18,54<35	18,54<35
8 ^{eme} étage	40	40	306	214,2	213333,33	213333,33	1600	11,55	11,55	18,54<35	18,54<35
7 ^{eme} étage	45	45	306	214,2	341718,75	341718,75	2025	12,99	12,99	16,49<35	16,49<35
6 ^{eme} étage	45	45	306	214,2	341718,75	341718,75	2025	12,99	12,99	16,49<35	16,49<35
5 ^{eme} étage	45	45	306	214,2	341718,75	341718,75	2025	12,99	12,99	16,49<35	16,49<35
4 ^{eme} étage	50	50	306	214,2	520833,33	520833,33	2500	14,43	14,43	14,84<35	14,84<35
3 ^{eme} étage	50	50	306	214,2	520833,33	520833,33	2500	14,43	14,43	14,84<35	14,84<35
2 ^{eme} étage	50	50	306	214,2	520833,33	520833,33	2500	14,43	14,43	14,84<35	14,84<35
1 ^{er} étage	55	55	306	214,2	62552,08	762552,08	3025	15,88	15,88	13,49<35	13,49<35
RDC	55	55	459	321,3	762552,08	762552,08	3025	15,88	15,88	13,49<35	13,49<35
S.sol	60	60	272	190,4	1080000	1080000	3600	17,32	17,32	10,99<35	10,99<35

Tab. II.12 : Vérification des conditions du flambement.

II.6) pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé

en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA99 (1) :

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage.

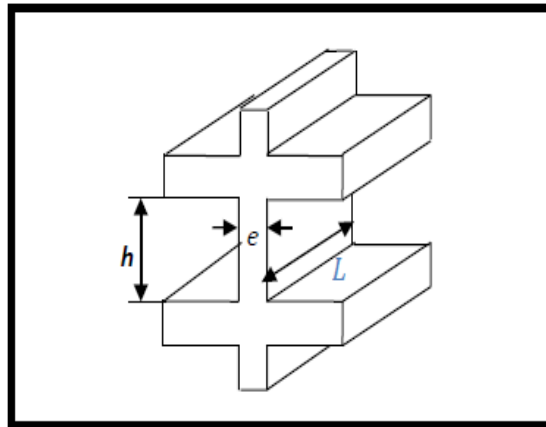


Fig. II.10 : voile en élévation.

D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version 2003, L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions :

- $1 \geq 4 \times a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$

Avec 1 : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

- $e_{\min} \geq 15\text{ cm}$ Avec :
- Condition de rigidité aux extrémités.

II.6.1) les voiles de contreventement :

Pour notre structure : $h = 306\text{ cm}$
 $h_d = 11\text{ cm}$ } $h_e = 306 - 11 = 295\text{ cm}$

- $e \leq \frac{l}{4} = \frac{500}{4} = 129 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306-11}{20} = 14,75 \text{ cm}$ On prend : $e = 25 \text{ cm}$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

h : Hauteur d'étage.

h_d : Hauteur de la dalle.

II.6.2) Voiles périphériques du sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003.

- $e_{\min} = 15 \text{ cm.}$
- $e \geq \frac{h_e}{25} [\text{RPA99/10.1.2}] \Rightarrow \frac{272-16}{25} = 10,24 \text{ cm}$

Avec :

$h_e = 272 - 16 = 256 \text{ cm}$ (hauteur libre du sous-sol)

On prend : $e = 25 \text{ cm.}$

Type de voile	l (cm)	l/4 (cm)	h_e (cm)	$H_e/25$ (cm)	$H_e/20$ (cm)	Epaisseur adoptée
Voile contreventement	500	125	295	/	14.75	20
Voile périphérique	500	125	272	10.88	/	15

Tab. II.13: Epaisseur des voiles.

Chapitre III

Etude des planchers

III.1) Introduction

Les planchers, éléments structuraux horizontaux, délimitent les niveaux d'une construction. Ils sont soutenus par des composants porteurs et assurent la redistribution des charges verticales vers ces derniers, comme les poutres ou les murs porteurs.

Ils jouent également un rôle dans l'isolation thermique et acoustique, et constituent une barrière anti-incendie entre les étages. Leur conception nécessite une analyse précise des moments fléchissant et des efforts tranchants qui affectent les poutres, pour déterminer le renforcement nécessaire.

Dans notre étude, nous allons utiliser deux types de planchers : le plancher à corps creux et le plancher à dalle pleine.

III.2) Plancher dalle à corps creux

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour l'utilisation de planchers à corps creux pour les étages courants. Ces planchers sont constitués d'éléments porteurs, généralement des poutrelles, et d'éléments de remplissage, qui sont souvent des coffrages. Cette configuration offre une combinaison efficace de résistance structurelle et d'efficacité en termes de matériaux et de coûts.

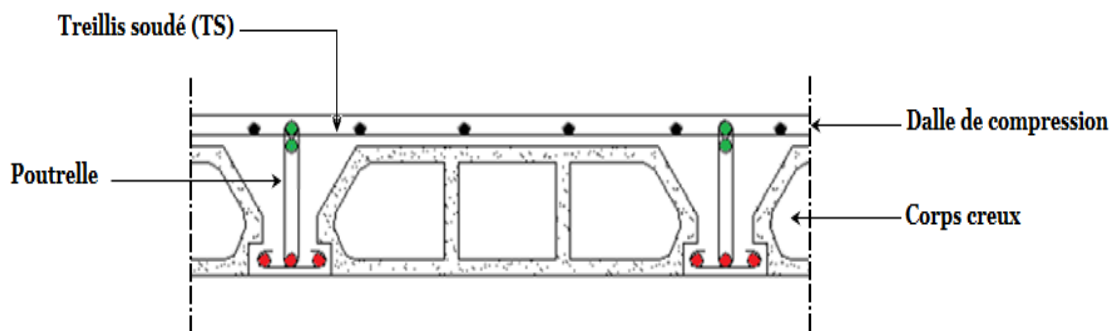


Fig. III.2.1 : Plancher d'étage a corps creux

III.2.1) Pré dimensionnement des poutrelles :

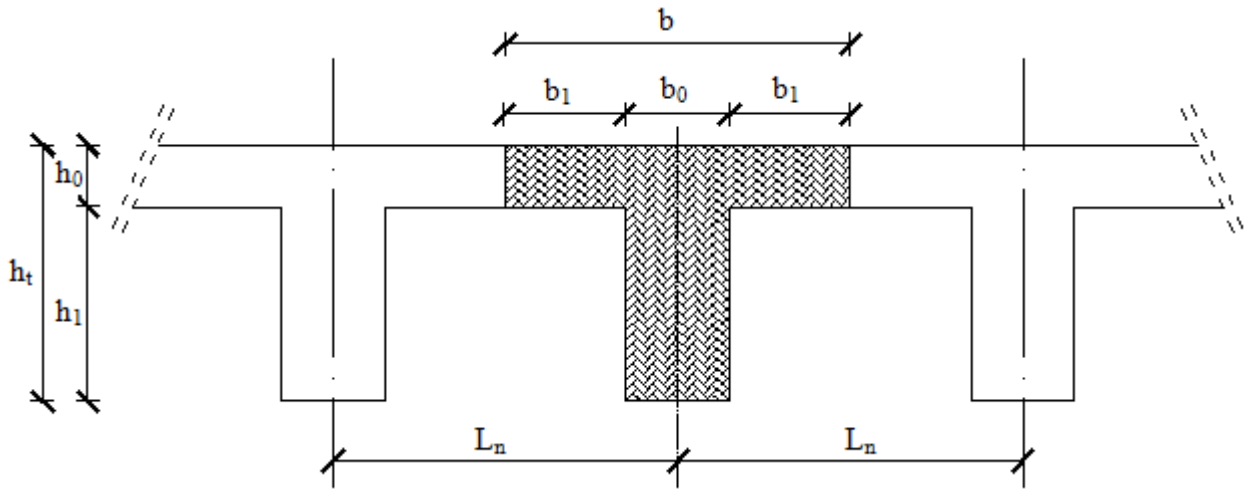


Fig. III.2.2 : Dimensions des poutrelles.

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h_0 \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 4 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

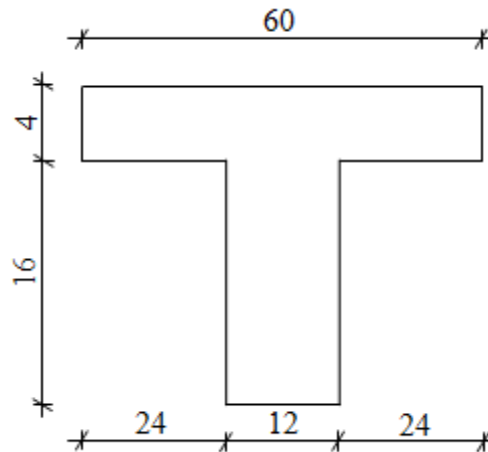


Fig. III.2.3 : Section de calcul.

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n=60\text{cm}$)

L : Portée entre nus d'appuis ($L= 490 \text{ cm}$)

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0=12\text{cm}$)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression ($h_0= 4\text{cm}$)

Donc :

$b_1 \leq \min (24 ; 49,2 ; 28)=24\text{cm}$.

On prend $b_1= 24\text{cm}$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$.

• **Ferraillage de la dalle de compression:**

Le ferraillage de la dalle de compression doit être réalisé conformément aux directives de l'article B.6.8,423/ BAEL91. Ce ferraillage doit être effectué à l'aide d'un treillis soudé formant un quadrillage. Les dimensions des mailles de ce quadrillage ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

$20 \text{ cm} \rightarrow (5 \text{ barres/m}) \rightarrow$ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note A_{\perp} ;

$33 \text{ cm} \rightarrow (3 \text{ barres/m}) \rightarrow$ Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note $A_{//}$.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\triangleright L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\triangleright 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :**

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \xrightarrow{\text{alors}} 50 \text{ cm} \leq L_n = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

➤ **Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} \rightarrow A_{//} = 0,71\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : TSΦ6 (200×200) mm²

III.2.2) Étude des poutrelles:

1. Méthode de calcul:

Les poutrelles sont évaluées en flexion simple, considérant les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q), et sont traitées comme des éléments continus.

Pour le calcul des sollicitations, il est possible d'adopter l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire

Les critères d'application de la méthode forfaitaire sont les suivants :

- Le plancher est soumis à une surcharge modérée ($Q \leq \min(2G; 5\text{KN/m}^2)$).
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Le rapport entre les portées successives se situe entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration a un impact négligeable.

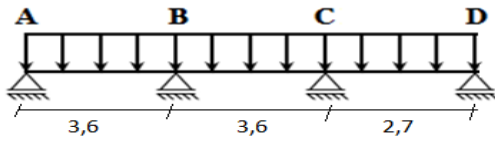
b. Méthode de Caquot

Si l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas remplie, on doit utiliser la méthode de Caquot.

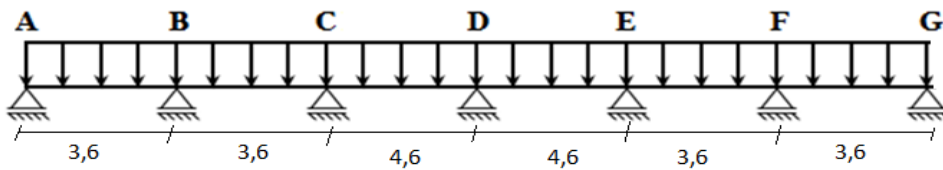
1. Type des poutrelles :

On distingue les types de poutrelles suivants :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

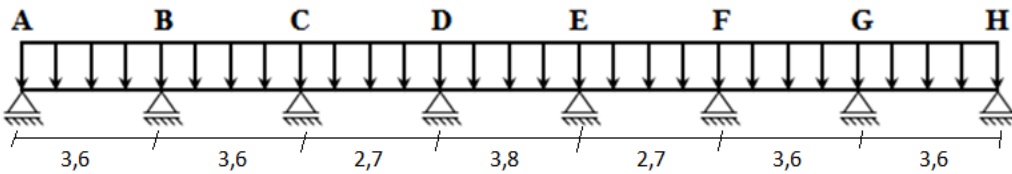


Fig. III.2.4 : Schéma statique des trois poutrelles

2. Caractéristiques des planchers

Plancher	Fissuration	Fe [MPa]	Fc28 [MPa]	Enrobage c [cm]	B [m]	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0,6	638	100
Etage courant	Peu préjudiciable					520	150

Tab. III.2.1: Tableau des caractéristiques des planchers.

3. Combinaison d'action :

	Formule	Valeur	
		Terrasse	Etage courant
Les charges ultimes [daN/ml]	$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	434,52	415,8
Les charges service [daN/ml]	$Q_s = (G+Q) \times b$	315,2	298

Tab. III.2.2: tableau des charges.

III.2.3) Détermination des sollicitations :

a. Plancher étage courant (corps creux)

Type1:

Schéma statique:

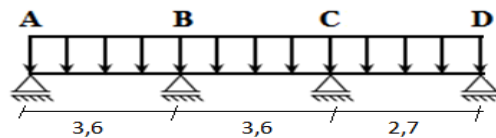


Fig. III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle.

L1[m]	L2[m]	L3 [m]
3,6	3,6	2,7

- Validation des critères d'application de la méthode forfaitaire :

Nous allons vérifier les conditions suivantes :

1. La surcharge Q doit être inférieure ou égale à min (2G; 500daN/m²)

Avec $Q=150\text{daN/m}^2 < \min (2 \times 298; 500)\text{daN/m}^2$, la condition est donc vérifiée.

2. Les portées ne respectent pas le rapport qui doit être compris entre 0,8 et 1,25 (0,8 ≤ Li/Li+1 ≤ 1,25) :

$$0,8 < \frac{L2}{L3} = \frac{3,60}{2,70} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

Étant donné que la seconde condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, nous procéderons à nos calculs en utilisant la méthode de Caquot.

Combinaison d'action :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = 556,2 \text{ Kg/m}$$

$$q_u^r = \left(1,35 \frac{2G}{3} + 1,5Q\right) \times b = 415,8 \text{ Kg/m}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = 402 \text{ Kg/m}$$

$$q_s^r = \left(\frac{2G}{3} + Q\right) \times b = 298 \text{ Kg/m}$$

III.3) Application de la méthode de Caquot :

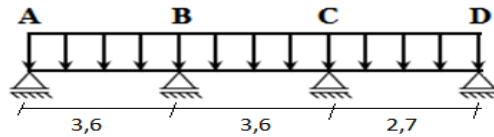
III.3.1) calcul du Moment fléchissant

1.1. Appuie de rives :

Appuis de rive (1) et (6) ELU :

$$M_i = - \frac{q_u^r (l_w'^3 + l_e'^3)}{8,5(l_w + l_e)} \quad [\text{Kg.m}]$$

- A. $l' = 1$: pour une travée de rive
- B. $l' = 0,8 l$: pour une travée intermédiaire
- C. l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui
- D. l : la portée réelle de la travée



Travée 1	Travée 2	Travée 3
L1	L2	L3
3,60m	3,60m	2,70m

1.2. Appuis intermédiaires :

Appuis intermédiaire (2) et (3) à l'ELU :

$$M_2 = -\frac{q_u^r (l_w^3 + l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_2 = -\frac{q_u^r (3,60^3 + 3,60^3)}{8,5(3,60 + 3,60)}$$

$$M_2 = -633,97$$

$$M_3 = -515,10$$

2. Appuis de rive :

2. 1. Appuis de rive (1) et (4) :

$$M_1 = -\frac{q_u^r (l_w^3 + l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_1 = -\frac{q_u^r (0 + 3,60^3)}{8,5(0 + 3,60)}$$

$$M_1 = -633,97$$

$$M_4 = -356,6$$

2.2. Appuis intermédiaires :

1. Appuis intermédiaire (2) et (3) à l'ETLS :

$$M_2 = -\frac{q_s^r (l_w'^3 + l_e'^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_2 = -\frac{q_s^r (3,60^3 + 3,60^3)}{8,5(3,60 + 3,60)}$$

$$M_2 = -454,36$$

$$M_3 = -369,17$$

- **Appuis de rive à l'ETS :**

Appuis de rive (1) et (4) :

$$M_2 = -454,36$$

$$M_3 = -369,17$$

$$M_1 = -454,36$$

$$M_4 = -255,57$$

III.3.2) Calcul de l'effort tranchant :

Travée de rive (1-2) :

$$T(x) = \left(\frac{q * li}{2} - q * x\right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{li}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow T1 = \left(556,2 * \frac{3,6}{2}\right) + \frac{633,37 - 633,97}{3,6}$$

$$T1 = 1001,16 \text{ daN}$$

Pour X = 3,6 on a T1 = -1001,16

De la même façon, pour les autres travées, les résultats des efforts tranchants sont illustrés dans les diagrammes correspondants.

A. Calcul d'abscisse de Mt maximum (Xo) :

$$x_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{li * q} + \frac{li}{2}$$

- **Travée de rive (1-2) :**

- **ELU :**

$$x_0 = 1,80\text{m}$$

$$x_0 = M_1 - M_2 + \frac{l_1}{2} = \frac{454,36 - 454,36}{3,6 \cdot 402} + \frac{3,6}{2} = x_0 = 1,80 \text{ m}$$

De la même façon que précédemment, pour les autres travées, nous calculons le moment fléchissant en travées pour l'Etat Limite Ultime (ELU).

• **Moment fléchissant en travées :**

ELU :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} \times x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \times x_0 - |M_{i-1}|$$

ELS :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_s l_i}{2} \times x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \times x_0 - |M_{i-1}|$$

Travée de rive (1-3)

ELU :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_1}{2} \times x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} \times x_0 - |M_1|$$

$$M_t = \left(\frac{556,2 \cdot 3,6}{2} \times 1,8 - \frac{556,2 \cdot 1,8^2}{2} \right) + \frac{633,97 - 633,97}{3,6} \times 1,8 - |633,97|$$

$$M_t = 267,07 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_s l_1}{2} \times x_0 - \frac{q_s x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} \times x_0 - |M_1|$$

$$M_t = \left(\frac{402 \cdot 3,6}{2} \times 1,8 - \frac{402 \cdot 1,8^2}{2} \right) + \frac{454,36 - 454,36}{3,6} \times 1,8 - |454,36|$$

$$M_t = 196,88 \text{ daN.m}$$

III.3.3) Représentation des moments fléchissant et des efforts tranchants :

1) Moments fléchissant :

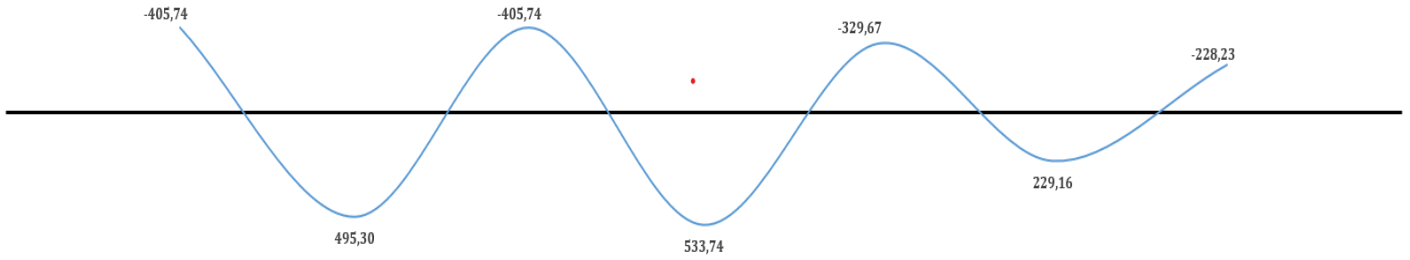


Fig.III.3.1: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

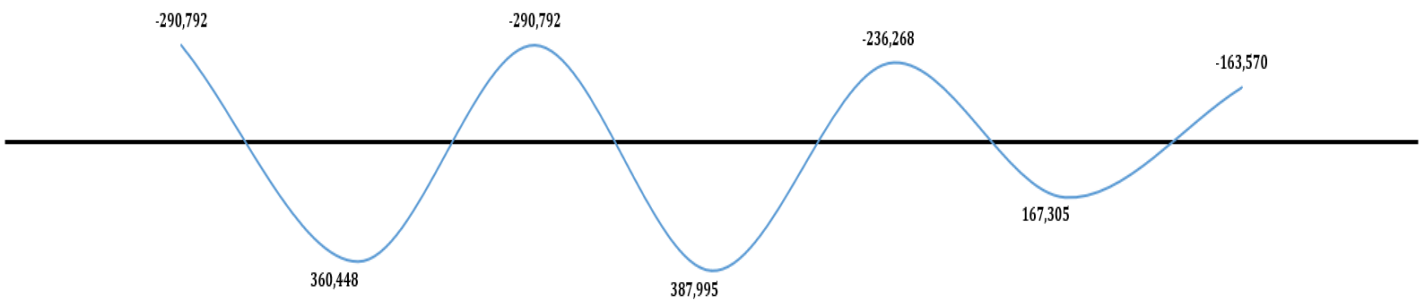


Fig.III.3.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.

2) Efforts Tranchant :

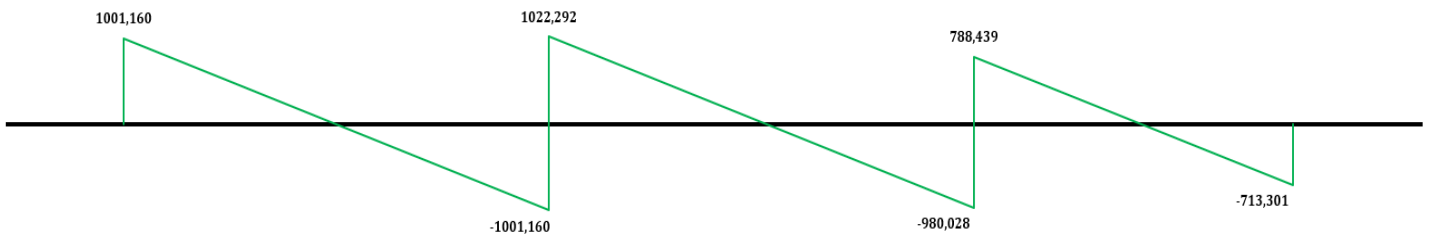


Fig.III.3.3: Diagramme des efforts tranchants du 1^{er} type de poutrelle.

b. Plancher terrasse inaccessible (corps creux):

Remarque :

En ce qui concerne le calcul des sollicitations des trois premiers types de poutrelles au niveau du plancher de la terrasse inaccessible, elles sont calculées de la même manière que

celles de l'étage courant. Leurs moments fléchissant et efforts tranchants sont compilés dans le tableau suivant :

Type De plancher	Type De	Méthode De calcul	Moment en appuis		Moment en travée		Effort Tranchant
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Étage courant	Type1	Caquot	-405,74	-290,792	533,74	387,995	1022,292
	Type2	Caquot	-662,46	-474,781	865,58	629,281	1303,761
	Type3	Caquot	-405,74	-290,792	644,85	468,250	1056,78
Terrasse inaccessible	Type1	Caquot	-424,01	-307,576	599,13	438,885	1114,288
	Type2	Caquot	-692,29	-502,184	972,08	712,13	1421,198
	Type3	Caquot	-424,01	-307,576	719,98	527,04	1152,882

Tab. III.3.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.

III.4) Calcul des armatures longitudinales:

- En travée :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{tu} = 972,08 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54412,8 \text{ N.m} \Rightarrow 5441,28 \text{ daN.m}$$

$M_{tu} = 9720,8 \text{ N.m} < M_T = 54412,8 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. C'est-à-dire, la section de calcul sera considérer comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9720,8}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$A' N' \text{ existe pas et; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

III.4.1) Détermination des armatures :

$$A_{ut} = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9720,8}{348 \times 0,994 \times 18} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1,56 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^{ser} = 712,13 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{972,08}{712,13} = 1,365$$

$$\alpha = 0,013 < 0,432 \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_s

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

Choix des armatures 3T12 $\Rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_a^u = -692,29 \text{ daN.m}$$

$$M_a^u < 0$$

La table de compression se situe dans la zone de tension et, étant donné que le béton tendu n'est pas pris en compte dans les calculs de résistance, la section utilisée pour les calculs sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6922,9}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,125$$

$$\mu = 0,125 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$A' \text{ N'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \quad \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,937$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{6922,9}{348 \times 0,937 \times 18} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1,18 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_a^{ser} = -502,18 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire avec $A \neq \emptyset$
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{692,29}{502,18} = 1,378$$

$$\alpha = 0,156 < 0,439 \rightarrow \sigma_b < \sigma_{b,lim} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_s

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Choix des armatures : 3T10 $\rightarrow A = 1,51 \text{ cm}^2$

III.4.2) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut provoquer l'apparition de fissures orientées à 45° par rapport à la ligne moyenne. Pour régler ce problème, on doit utiliser des armatures transversales.

$$T_u^x = 1497,43 \text{ daN}$$

$$T_u^y = 1403,87 \text{ daN}$$

$$T_u^{max} = 1497,34 \text{ daN} = 14973,4 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Vérifier si : } T_u^{max} \leq 0,267 * a * b_0 * f_{c28}$$

a[cm]	Effort	T_u^{max}	$0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$	Conclusion
0,9d				
16,2	Valeur [N]	14973,4	129762	L'effort tranchant n'influe pas Au voisinage des appuis

Tab. III.4.1: Tableau de vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

Vérifier si : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

	A_l	$\frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$	Conclusion
Valeur [cm²]	1,51	0,43	L'effort tranchant n'a aucune influence sur les armatures transversales

Tab. III.4.2 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

T_u^{max} [N]	Contraint e	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
	Formule	$\frac{T_u^{max}}{b_0 * d * 10^2}$	Min(0,2	
14973,4	Valeur	0,69	3,3	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle $\rightarrow \alpha=90^\circ$

Tab. III.4.3: Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

K = 1 (Flexion simple)

$\alpha = 90$

Donner			Φ [mm]		Choix d'armatures	
h [mm]	b_0	Φ_{min} [mm]	Formule	Valeur	Nuance d'acier	A_t
200	120	100	$\min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_{min} \right)$	6	FeE 235	2Φ6 <i>$A_t=0,57cm$</i>

Tab. III.4.5: Tableau de la section des armatures transversales.

Contrainte	u [MPa]	0,37
Espacement [cm]	$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$ $= \min(16,2 ; 40)$	16,2
	$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha}$	27,91
	$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$	148,83 cm
Choix [cm]	$\delta t \leq \min (\delta t1 ; \delta t2 ; \delta t3)$	$t \leq 16,20$

Tab. III.4.6 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.

III.5) Vérification de la flèche :

Suivant les règles de l'article B.7.5/ BAEL91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_f^s}{M_a^s} \right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

- Avec :
- L : la portée de la travée entre nus d'appui.
- h : la hauteur totale de la section droite.
- M_t^s : moment maximal en travée a l'E.L.S.
- M_a^s : moment maximal en appuis a l'E.L.S.
- A : section des armatures tendues a l'E.L.S

➤ **Vérification des conditions :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{490} \geq \frac{1}{16} = 0,04 < 0,625 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{20}{490} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{712,13}{502,184} \right) \Rightarrow 0,04 < 0,142 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,007 < 0,0105 \rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion

Dans notre cas, le calcul de la flèche est nécessaire puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifier. Et pour ça, on dois vérifier si :

$$\Delta f_t = (f_{g,v} - f_{j,i}) + (f_{p,i} - f_{g,i}) \leq \Delta f_{tmax} = \frac{1}{500}$$

a. Calcul de la flèche:

→ **Calcul des charges:**

	J [daN/m]	g [daN/m]	P [daN/m]
Formule	$(G - G_{cloison}) \times b$	$G \times b$	$(G + Q) \times b$
Valeur	252	312	402

Tab. III.5.1 : tableau des charges calculé.

Avec:

J: La charge permanente avant mise en place des cloisons en (daN/m);

g: La charge permanente après mise en place des cloisons en (daN/m);

P: La charge totale en (daN/m).

N.B: Le plancher terrasse ne contient pas de cloison.

➤ **Calcul du moment d'inertie I0:**

	y1 [cm]	y2 [cm]	V1 [cm]	V2 [cm]	I0[cm4]
Formule	$\frac{h_0}{2}$	$(h-2h_0)+h_0$	$\frac{\sum A_i \times y}{A_i}$	$h-V1$	$(bV1)^3 - (b-b_0)(V1-h_0)^3 + \frac{b_0V^3}{3} + 15 \times A(d-V1)^2$
Valeur	2	12	7,31	12,69	19452

Tab. III.5.2: Tableau de calcul du moment d'inertie.

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

	ρ	ρ_1	ρ_2	σ_s^J [MPa]	σ_s^g [MPa]	σ_s^p [MPa]
Formule	$\frac{A}{b_0 * d}$	100ρ	Tableau	$\frac{M_J^S}{A * \beta_1 * d}$	$\frac{M_g^S}{A * \beta_1 * d}$	$\frac{M_p^S}{A * \beta_1 * d}$
Valeur	0,0109	1,090	0,856	156	176	196

Tab.III.5.3: Tableau de calcul des contraintes d'acier

➤ **Calcul de μ_j ; μ_g et μ_p :**

	ft28 [MPa]	μ_j	μ_g	μ_p
Formule	$0,6+0,06 f_{c28}$	$1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^J + f_{t28}}$	$1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^J + f_{t28}}$	$1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^J + f_{t28}}$
Valeur	2,1	0,5862	0,6244	0,6546

Tableau III.5.4: Tableau de Calcul de μ_j , μ_g et μ_p .

➤ **Calcul des moments fictifs If :**

	λ_i	λ_v	$I_{fj}^i [\text{cm}^4]$	$I_{fg}^i [\text{cm}^4]$	$I_{fj}^v [\text{cm}^4]$	$I_{fp}^v [\text{cm}^4]$
Formule	$\frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho}$	$\frac{2}{5}\lambda_i$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$\frac{I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$
Valeur	3,70	1,48	6132,613	5870,6285	10102,903	5678,8718

Tab. III.5.5: Tableau de calcul des moments fictifs.

Avec :

- λ_i : Coefficient pour les déformations instantanées ;
- λ_v : Coefficient pour les déformations différées.

→ **Calcul des flèches partielles f :**

	E_i	E_v	$f_j^i [\text{cm}^4]$	$f_g^i [\text{cm}^4]$	$f_g^v [\text{cm}^4]$	$f_p^i [\text{cm}^4]$
Formule	$11000\sqrt[3]{f_{c28}}$	$3700\sqrt[3]{f_{c28}}$	$\frac{M_j^S * I^2}{10 * E_i * I_{fj}^i}$	$\frac{M_g^S * I^2}{10 * E_i * I_{fg}^v}$	$\frac{M_g^S * I^2}{10 * E_v * I_{fg}^v}$	$\frac{M_p^S * I^2}{10 * E_i * I_{fp}^v}$
Valeur	32164,20	10818,87	1	1	1	1

Tab. III.5.6 : Tableau de calcul des flèches partielles.

Avec:

E_i: Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

E_v: Module de déformation longitudinale différée du béton.

→Flèche totale et flèche admissible:

	Δf_t [cm]	Δf_{tmax} [cm]	Condition
Formule	$(f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$	1500	Vérifiée
Valeur	0,74	0,92	

Tab. III.5.7 : Tableau de calcul de la flèche totale et admissible.

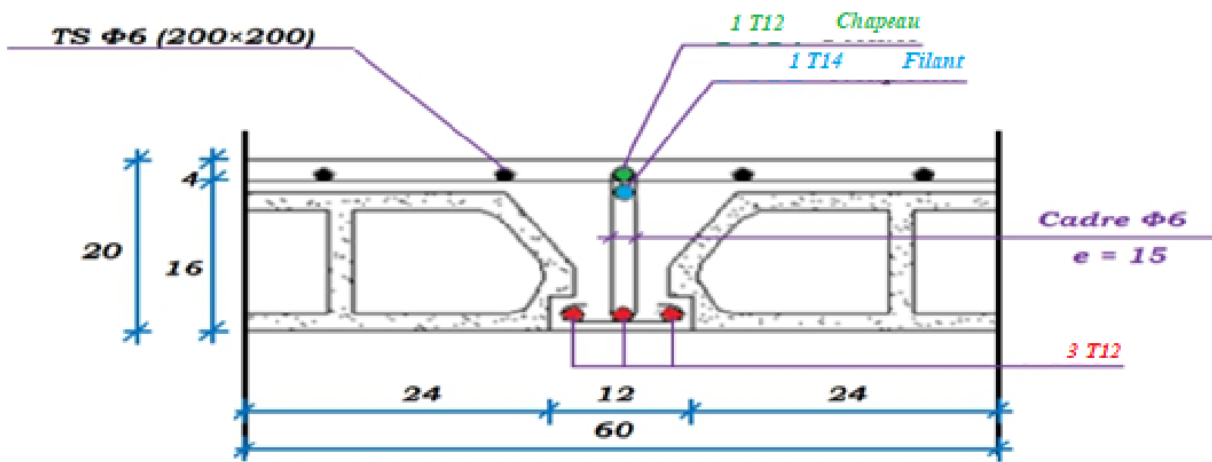


Fig.III.5.1: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

			Armature		Choix d'armature	Armature transversale		Disposition des armatures
			M[N.m]	At[cm ²]		T[N/m]	At[cm ²]	
Plancher courant	En Travée	ELU	8655,8	1,56	3T12 <i>At=2,39cm²</i>	8714	26 <i>At=0,57cm²</i>	
		ELS	6292,81	Vérifiée				
	En Appuis	ELU	-6624,6	1,19	1T14 <i>Aa=1,54cm²</i>			
		ELS	-4747,81	Vérifiée				
Plancher	Travée	ELU	9720,8	1,39	3T10			

	ELS	7121,3	Vérifiée	$A_t=2,36cm^2$			
En Appuis	ELU	-6922,9	1,27	1T14	12030,7	26	$A_t=0,57cm^2$
	ELS	-5021,84	Vérifiée	$A_a=1,54cm^2$			

Tab. III.5.8: tableau des plancher terrasse et étage courant.

b. Plancher dalle pleine:

III.5.1) Méthode de calcul:

Les dalles de notre structure supportent des charges dans deux directions distinctes, tel qu'indiqué dans le chapitre II. Le calcul de ces dalles est réalisé en utilisant l'approche de flexion simple :

La dalle est considérée comme un panneau reposant sur ses quatre côtés.

Pour l'analyse, nous divisons la dalle en deux bandes distinctes :

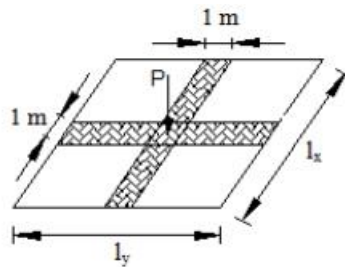


Fig. III. 5.2 : Principe de calcul.

- Une bande qui suit la direction x, d'une longueur l_x et d'une largeur de 1 m.
- Une bande qui suit la direction y, d'une longueur l_y et d'une largeur de 1 m.

Nous appliquons une charge élémentaire P sur chaque bande de 1 m, perpendiculaire aux lignes d'appui, à (ELUR) et à l'Etat Limite de Service (ELS).

Conclusion :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande subit des déformations.
- Une série de bandes élastiques dans la direction opposée soulage chaque bande dans un sens.

Diamètre des armatures:

Le diamètre des armatures à utiliser sera limité à un maximum correspondant au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article 91-14.5/ BAEL91, on a:

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16 \text{ cm} \implies \Phi \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

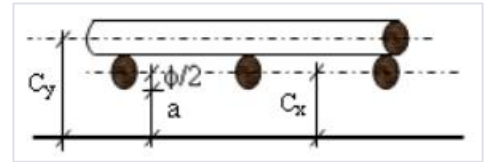


Fig. III.5.3 : Enrobage

➤ **Calcul de l'enrobage et des hauteurs utiles:**

On a : $h_0 = 16 \text{ cm}$ et $\alpha = 1 \text{ cm}$ (Fissuration peu préjudiciable)

Diamètre des armatures [cm]	des	Enrobage c [cm]		Hauteur utile d [cm]	
		Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
$\Phi_{max} \leq \frac{h_d}{10}$		$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	$d_x = h_d - C_x$	$d_y = h_d - C_y$
1		1,5	2,5	14,5	13,5

Tab. III.5.9: Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

Espacement maximal des armatures:

Écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33) \rightarrow \delta = 33 \text{ cm}$

➤ **Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

État	Charges		Combinaison d'action			Pour une bande de		
	G	Q	Symbole	Formule	Valeur	Symbole	Formule	Valeur
ELU	647	250	\bar{q}^u	$1,35G+1,5Q$	1248.45	q^u	$\bar{q}^u \times 1$	1248.45
ELS			\bar{q}^s	$G+Q$	897	q^s	$\bar{q}^s \times 1$	897

Tab. III.5.10: Tableau des combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.

Calcul des sollicitations:

➤ **Moments fléchissant :**

$$M_x^u = \mu_x * \bar{q} * l_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y * M_x^u$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \nu)$

Et coefficient de poisson :

$\nu = 0 \Rightarrow$ Pour le béton fissuré [ELU] ;

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ Pour le béton non fissuré [ELS]

\Rightarrow Mode d'encastrement:

La continuité préconisée dans le BAEL91 sera prise en compte telle qu'elle est :

• **En Appui :**

$0,3M_0$ □ Pour un appui de rive.

$0,5M_0$ □ Pour un appui intermédiaire.

• **En travée :**

$0,85 \Rightarrow$ Pour un appui de rive.

$0,75M_0 \Rightarrow$ Pour un appui intermédiaire.

Avec :

M_0 : Moment de flexion pour la dalle considéré isostatique.

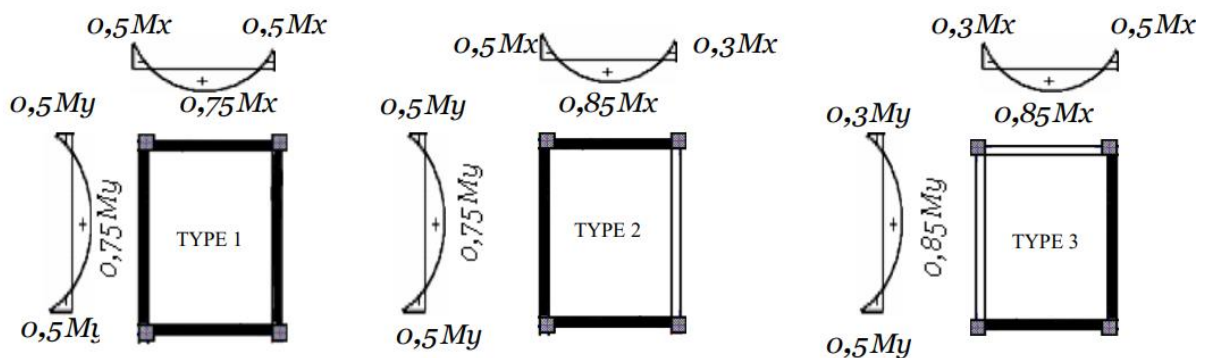
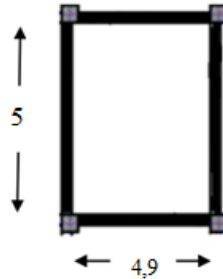


Fig.III.5.4: Schéma représentatif des différents types de panneaux avec diagramme des moments fléchissant.

III.5.2) Calcul des moments fléchissant :

$$L_x = 4,9 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,9}{5} = 0,98 > 0,4 \text{ la dalle porte suivant deux sens.}$$



1. Etat Limite Ultime [ELU]

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,9}{5} = 0,98 \Rightarrow \text{tableau}$$

$$\mu_x = 0,0384$$

$$\mu_y = 0,9545$$

$$M_x^u = \mu_x * \bar{q}^u * l_x^2 = 0,0384 * 1248,45 * 4,9^2 = 1151,05 \text{ daN.M}$$

$$M_y^u = \mu_y * M_x^u = 0,9545 * 1151,05 = 1098,67 \text{ daN.M}$$

A. En travée

$$M_{0x} = 0,75 * M_x^u = 0,75 * 1151,05 = 863,29 \text{ daN.m}$$

$$M_{0y} = 0,75 * 583 = 824 \text{ daN.m}$$

B. Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0,5 * M_x^u = -0,5 * 1151,05 = -590,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 * M_y^u = -0,5 * 1098,67 = -549,33 \text{ daN.m}$$

C. Appui de rive

$$M_{arx} = -0,5 * M_x^u = -0,5 * 1151,05 = -590,0 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0,5 * M_y^u = -0,5 * 1098,67 = -549,33 \text{ daN.m}$$

2. Etat limite de service

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,9}{5} = 0,98 \Rightarrow \text{tableau}$$

$$\mu_x = 0,0457$$

$$\mu_y = 0,9694$$

$$M_x^s = \mu_x * \bar{q}^s * l_x^2 = 0,0696 * 897 * 4,9^2 = 984,23 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y * M_x^s = 0,9694 * 984,23 = 903,69 \text{ daN.m}$$

A. En travée :

$$M_{0x} = 0,75 * M_x^s = 0,75 * 984,23 = 738,17 \text{ daN.m}$$

$$M_{0y} = 0,75 * M_y^s = 0,75 * 903,69 = 677,76 \text{ daN.m}$$

B. En appuis

Appuis intermédiaires :

$$M_{aix} = -0,5 * M_x^s = -0,5 * 984,23 = -492,11 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 * M_y^s = -0,5 * 903,69 = -451,84 \text{ daN.m}$$

C. Appui de rive

$$M_{arx} = -0,5 * M_x^s = -0,5 * 984,23 = -492,11 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0,5 * M_y^s = -0,5 * 903,69 = -451,84 \text{ daN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Chapitre III : Etude des planchers

	ultime										
	LX	LY	LX/LY	UX	UY	Mx	Max	Mtx	My	May	Mty
1	3,6	4,2	0,85714286	0,0506	0,6864	1061,07836	-318,323507	901,916603	728,324184	-218,497255	619,075556
2	3,52	4,2	0,83809524	0,0528	0,6494	1058,54954	-317,564862	899,767108	687,422071	-206,226621	584,30876
3	4,2	4,9	0,85714286	0,0506	0,6864	1444,24554	-433,273662	1227,60871	991,330139	-297,399042	842,630619
4	4,2	4,9	0,85714286	0,0506	0,6864	1444,24554	-433,273662	1227,60871	991,330139	-297,399042	842,630619
5	3,52	4,2	0,83809524	0,0528	0,6494	1058,54954	-317,564862	899,767108	687,422071	-206,226621	584,30876
6	3,6	4,2	0,85714286	0,0506	0,6864	1061,07836	-318,323507	901,916603	728,324184	-218,497255	619,075556
7	3,6	5	0,72	0,0658	0,4624	1379,82126	-413,946379	1172,84807	638,029352	-191,408806	542,324949
8	3,52	5	0,704	0,0684	0,432	1371,30281	-411,390843	1165,60739	592,402815	-177,720844	503,542392
9	2,5	4,9	0,51020408	0,0951	0,25	961,728469	-480,864234	721,296352	240,432117	-120,216059	180,324088
10	3,52	5	0,704	0,0658	0,4624	1319,17727	-659,588633	989,38295	609,987568	-304,993784	457,490676
11	3,6	5	0,72	0,0658	0,4624	1379,82126	-689,910631	1034,86595	638,029352	-319,014676	478,522014

Service											
	LX	LY	LX/LY	UX	UY	Mx	Max	Mtx	My	May	Mty
1	3,6	4,2	0,85714286	0,0576	0,7794	853,244928	-255,973478	725,258189	665,019097	-199,505729	565,266232
2	3,52	4,2	0,83809524	0,0596	0,7518	844,068741	-253,220622	717,45843	634,57088	-190,371264	539,385248
3	4,2	4,9	0,85714286	0,0576	0,7794	1161,36115	-348,408346	987,156979	905,164882	-271,549465	769,39015
4	4,2	4,9	0,85714286	0,0576	0,7794	1161,36115	-348,408346	987,156979	905,164882	-271,549465	769,39015
5	3,52	4,2	0,83809524	0,0596	0,7518	844,068741	-253,220622	717,45843	634,57088	-190,371264	539,385248
6	3,6	4,2	0,85714286	0,0576	0,7794	853,244928	-255,973478	725,258189	665,019097	-199,505729	565,266232
7	3,6	5	0,72	0,0719	0,6063	1065,07483	-319,52245	905,313607	645,754871	-193,726461	548,89164
8	3,52	5	0,704	0,0743	0,5817	1052,25348	-315,676044	894,415459	612,09585	-183,628755	520,281472
9	2,5	4,9	0,51020408	0,0923	0,4254	659,368125	-329,684063	494,526094	280,4952	-140,2476	210,3714
10	3,52	5	0,704	0,0743	0,5817	1052,25348	-526,12674	789,190111	612,09585	-306,047925	459,071887
11	3,6	5	0,72	0,0719	0,6063	1065,07483	-532,537416	798,806124	645,754871	-322,877435	484,316153

Tab. III.5.11: Tableaux des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du plancher haut du RDC

		M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
Panneau37	ELU	864,95	508,80
	ELS	668,37	404,92
Panneau38	ELU	815,84	479,91
	ELS	655,73	385,72

Tab. III.5.11: Tableau des moments fléchissant des panneaux de forme

III.6) Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

A. En travée

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{tx}^u = 9871,65 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d x^2} = \frac{12276,08}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,041$$

$$\mu = 0,041 < \mu_L = 0,392 \quad \square \square \square \text{ n'existe pas et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \quad \square \square \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0526$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d x} = \frac{12276,08}{348 \times 0,978 \times 14,5} = 2,48 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cat}; A_{min}) \rightarrow A_t = 2,48 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal des armatures:**

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Choix des armatures :

$$4T10/ml \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

Etat limite de service (ELS)

E. Flexion simple

F. Section rectangulaire avec $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

G. Acier FeE400

H. Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{12276,08}{9871,56} = 1,243$$

$$\alpha = 0,0526 < 0,371$$

Donc: le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

B. En appuis :

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{au} = 6899,1 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \times b \times d \times d} = \frac{6899,1}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \rightarrow \text{A N'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,98$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6899,1}{348 \times 0,98 \times 14,5} = 1,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 * b * h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Choix des armatures :

$$3T10/ml \rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2/ml \rightarrow (T10 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^s = 4696,1 \text{ N.m}$$

I. Flexion simple

J. Section rectangulaire avec $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

K. Acier FeE400

L. Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{6899,1}{5325,37} = 1,29$$

$$\alpha = 0,029 < 0,396$$

Donc: le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Sens Y-Y

A. En travée

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ty}^u = 8426,3 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{8426,3}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,019 < \mu_L = 0,392 \rightarrow \text{A N'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,834$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{8426,3}{348 \times 0,834 \times 13,5} = 2,15 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 2,15 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Choix des armatures

5T10/ml $\rightarrow A = 3,93\text{cm}^2/\text{ml}$

T10 $\rightarrow e = 20\text{cm}$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ty}^s = 7693,9 \text{ N.m}$$

M. Flexion simple

N. Section rectangulaire avec $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

O. Acier FeE400

P. Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{8426,3}{7693,9} = 1,09$$

$$\alpha = 0,041 < 0,295$$

Donc: le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

B. En appuis

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ay}^u = 3190,14 \text{ N.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3190,14}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,123$$

$$\mu = 0,0123 < \mu_L = 0,392 \rightarrow \text{A N'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6899,1}{348 \times 0,993 \times 13,5} = 1,47 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 * b * h = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1,47 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3hd; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Choix des armatures

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ay}^s = 3228,77 \text{ N.m}$$

Q. Flexion simple

R. Section rectangulaire avec $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

S. Acier FeE400

T. Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{3434,8}{2967,9} = 1,157$$

$$\alpha = 0,018 < 0,328$$

Donc: le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

III.7) Vérification des contraintes de cisaillement :

Il n'est pas nécessaire d'incorporer une armature transversale si les critères suivants sont satisfaits :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2BAEL91 »
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\tau_u < \bar{\tau}_u$

III.7.1) Détermination de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{\tau_{max}^u}{b*d};$$

$$T_{max}^u = ?$$

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow T_x^u = 1631,40 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow T_y^u = 688,25 \text{ daN}$$

$$T_{max}^u = \max(T_x^u; T_y^u) = 1631,40 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{16314}{100 * 14,5 * 100} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.2) Vérification si le Calcul de la flèche est nécessaire :

- La vérification de flèche se fait sous la combinaison (G + P).
- Les flèches sont calculées en utilisant les méthodes d'R.D.M. en faisant certaines modifications pour prendre en compte les fissures dans les zones tendues.

Pour un hourdis (dalle pleine) portant sur quatre côtés; la vérification de flèche n'est pas nécessaire si:

$$\frac{16}{420} = 0,038 > \frac{704,42}{20 * 939,22} = 0,0375 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{4,71}{100 * 14,5} = 0,003 > \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.8) Schéma de ferrailage:

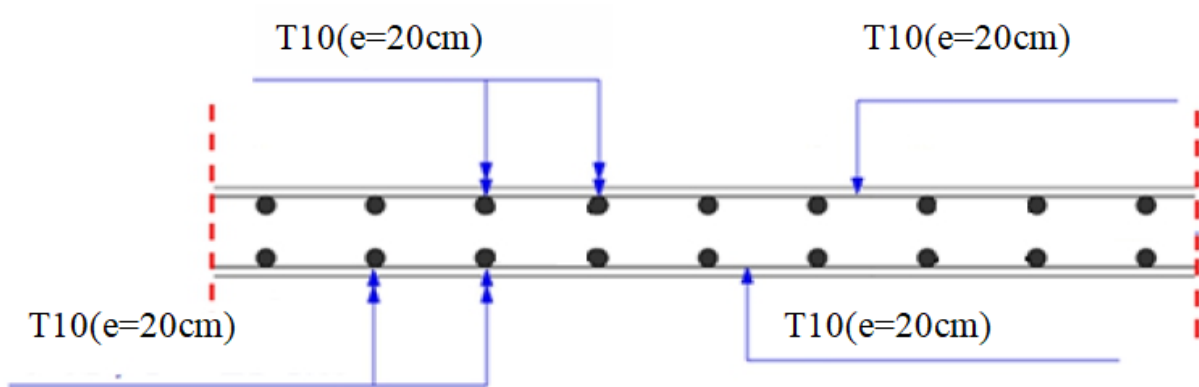


Fig.III.8.1: Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre IV

Etude les éléments secondaires

IV.1) Etude de l'escalier :

IV.1.1) Introduction :

Dans le domaine du génie civil, les escaliers sont bien plus que de simples structures permettant la circulation verticale. Ils sont le reflet de l'ingéniosité humaine, combinant esthétique, fonctionnalité et sécurité pour faciliter le mouvement entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Les escaliers sont des structures dynamiques, constamment sollicitées par diverses forces. Cela comprend non seulement leur propre poids, mais aussi les charges variables imposées par l'utilisation quotidienne. Ces charges peuvent être aussi diverses que le passage des personnes, le transport de meubles ou d'équipements. Par conséquent, la conception des escaliers doit prendre en compte ces facteurs pour garantir leur résistance et leur durabilité.

Un escalier est une symphonie de composants travaillant ensemble pour créer une structure cohérente et sécurisée. Parmi ces composants, on trouve :

- La volée, qui est une séquence de marches permettant l'ascension ou la descente.
- Le palier de repos, une plateforme horizontale offrant un espace de repos entre les volées.
- Le palier d'arrivée, une plateforme située à chaque étage pour faciliter l'accès aux différents niveaux.
- La paillasse, une dalle inclinée qui supporte les marches et contremarches, jouant un rôle crucial dans la transmission des charges.
- La marche et la contremarche, qui sont respectivement la surface horizontale et la surface verticale de chaque étape de l'escalier.
- L'emmarchement, qui est la longueur de la marche.

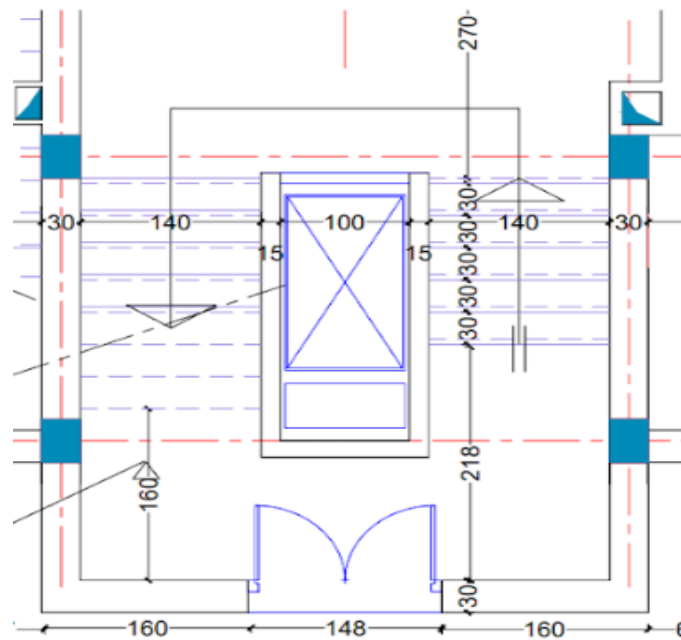


Fig. VI.1 : cage d'escalier RDC.

Dans notre cas l'escalier assurant la desserte aux différents niveaux est composé de deux volées droites avec un pallier intermédiaire.

IV.1.2) Pré-dimensionnement :

❖ Type 1 (escaliers des étages courants) :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de "BLONDEL"

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$g+2h = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$g = \frac{L}{n-1} \dots \dots \dots (3)$$

$$h = \frac{H}{n} \dots \dots \dots (4)$$

Avec :

He : la hauteur d'étage. (3,06 m)

h : la hauteur des contres marches.

g : giron (la largeur de la marche).

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

La formule de '' BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = 17 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

$$g_{\text{moy}} = 30 \text{ cm}$$

Selon la formule de '' BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 30+2(17) \leq 66\text{cm} \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\Rightarrow \text{Etage courant} = 3.06 \text{ m}$$

$$H = \frac{he}{2} = \frac{306}{2} = 153 = 1.53 \text{ m}$$

$$L = 17 \text{ m} \Rightarrow n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9$$

Donc :

$$n = 9 \text{ (contre marches)}$$

$$n-1=9-1 = 8 \text{ (marches)}$$

1. Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

2. Détermination de l'épaisseur de la paillasse et de palier :

$$L' = \frac{153}{\sin 29.54} = 310.33 \text{ cm} = 3.10 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 310 + 130 = 440 \text{ cm}$$

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{440}{30} < e < \frac{440}{20} \Rightarrow 14.66 < e < 22$$

On prend : $e_p = 20$ cm (paillasse et palier).

➤ **Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse) :**

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{405}{30} < e < \frac{405}{20} \Rightarrow 13.5 < e < 20.25(cm)$$

On prend : $e_p = 16$ cm (paillasse et palier)

Selon le BAEL91 le critère de rigidités est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm}$$

$$0.4ht \leq b \leq 0.8ht \Rightarrow 10.8 \leq b \leq 32.4$$

On prendra : $h = 40$ cm et $b = 30$ cm

• **Vérification des conditions RPA99 (version2003):**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$h_i \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h_i = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.00 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.3 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension (40x30) cm².

IV.1.3) Descente de charges :

IV.1.3.1) Paillasse :

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	e (cm)	G (daN/m ²)
carrelage	2200	2	44
Mortier horizontale	2000	2	40
Lit de sable	1800	2	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{17}{30}$		68
Paillasse en B.A	$2500 \times \frac{0,2}{\cos \alpha} =$		435.01
Enduit en ciment	$18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha} = 18 \times \frac{1,5}{\cos 29,54^\circ}$		31,03
Marche	$2200 \times \frac{h}{2} = 2200 \times \frac{0,17}{2}$		187
G = 841.04 daN/m²			
Q = 250 daN/m²			

Tab. IV.1 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse.

➤ *Combinaisons fondamentales :*

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 841.04 + 1,5 \times 250 = 1510.40 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 1 = 1510.40 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 841.04 + 250 = 1091.01 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1 = 1091.01 \text{ daN /ml.}$$

IV.1.3.2) Palier :

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	e (cm)	G (daN/m ²)
Carrelage	2200	2	44
Mortier de pose	2000	2	40
Lit de sable	1800	2	36
Enduit de ciment	18	1,5	27
Poids propre du palier	2500	16	400
$G = 547 \text{ daN/m}^2$ $Q = 250 \text{ daN/m}^2$			

Tab. IV.2 : Charges permanentes et surcharges du palier.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 547 + 1,5 \times 250 = 1113,45 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 1 = 1113,45 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

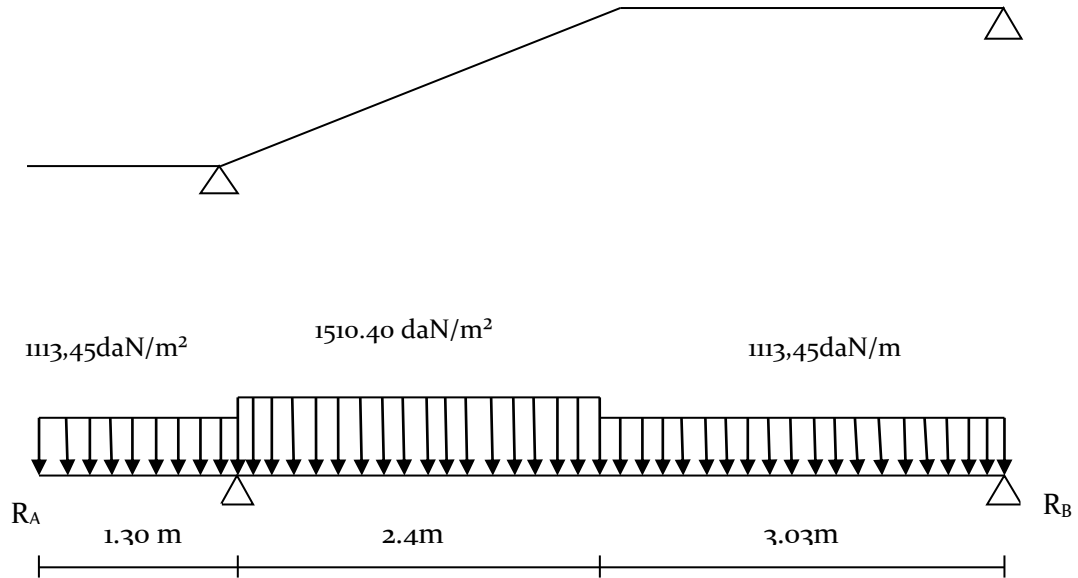
$$q_{ser} = G + Q = 547 + 250 = 797 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1 = 797 \text{ daN /ml.}$$

IV.1.4) Escalier des étages courants:

Schéma statique d'escalier :

ELU :



ELS :

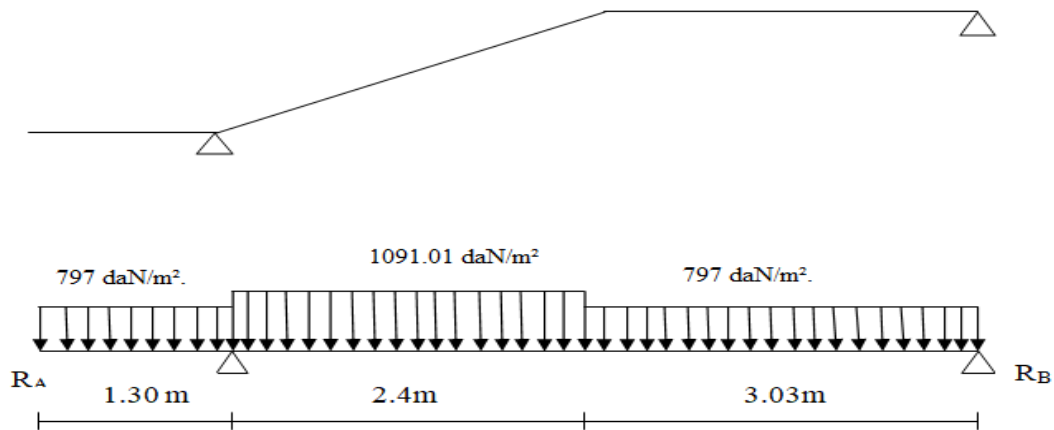


Fig. VI.2 : schéma statique d'escalier.

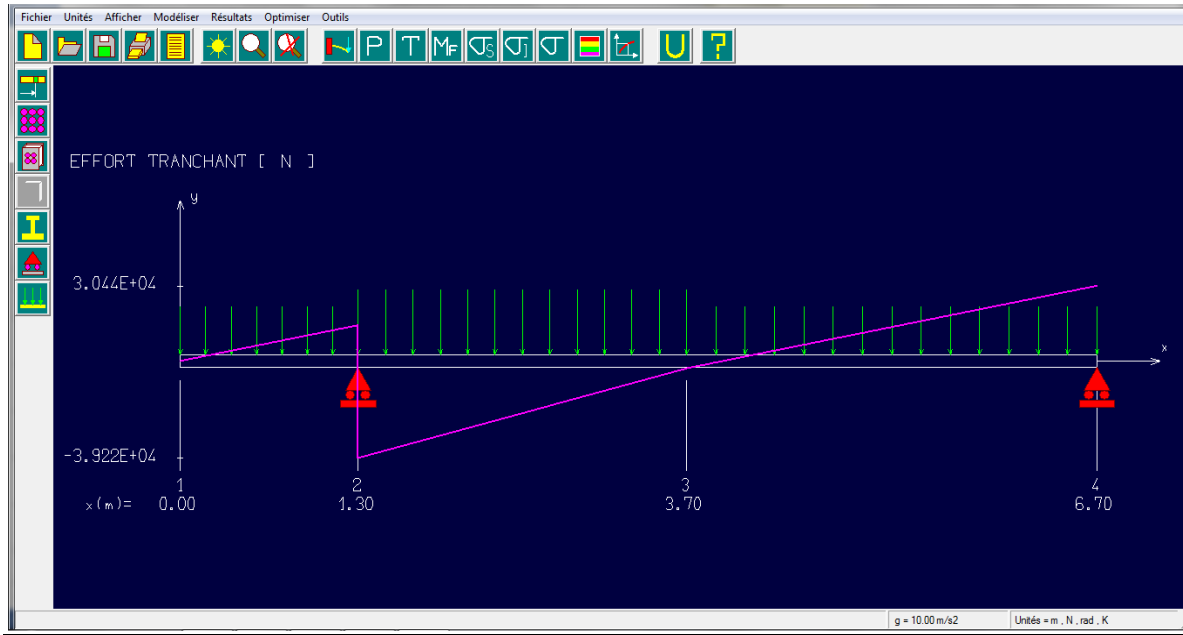
IV.1.4.1) Ferrailage des escaliers :

Etat limite ultime (E.L.U) :

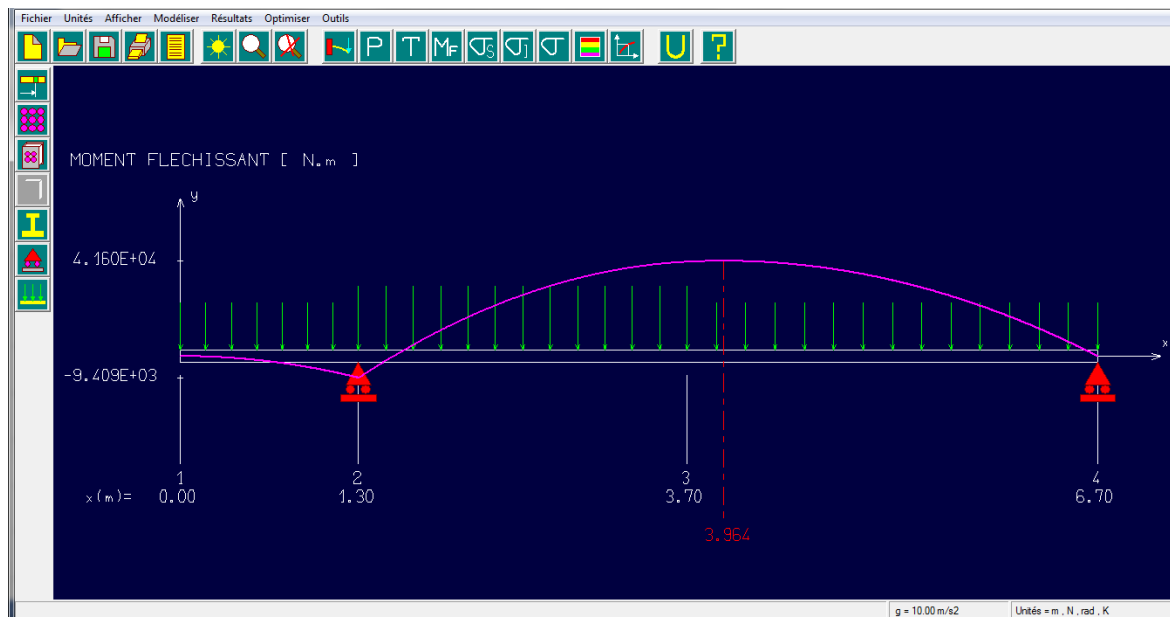
- **Détermination des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

T_{ELU} En [daN]



M_{ELU} En [daN.m]



Efforts intérieurs [N N.m MPa]

Ty = Effort tranchant M_{fz} = Moment fléchissant S_{xx} = Contrainte normale

Nœud	Ty	Mfz	Sxx
1	-0.00	-0.00	-0.00
2	14474.85	-9408.65	-13.78
2	-39215.23	-9408.65	-13.78
3	-2965.63	41208.37	60.36
3	-2965.63	41208.37	60.36
4	30437.87	0.00	0.00

Moment fléchissant maximal = 41603.28 N.m à 3.964 m

Moment fléchissant minimal = -9408.65 N.m à 1.300 m

EFFORT TRANCHANT MAX 30437.87 N

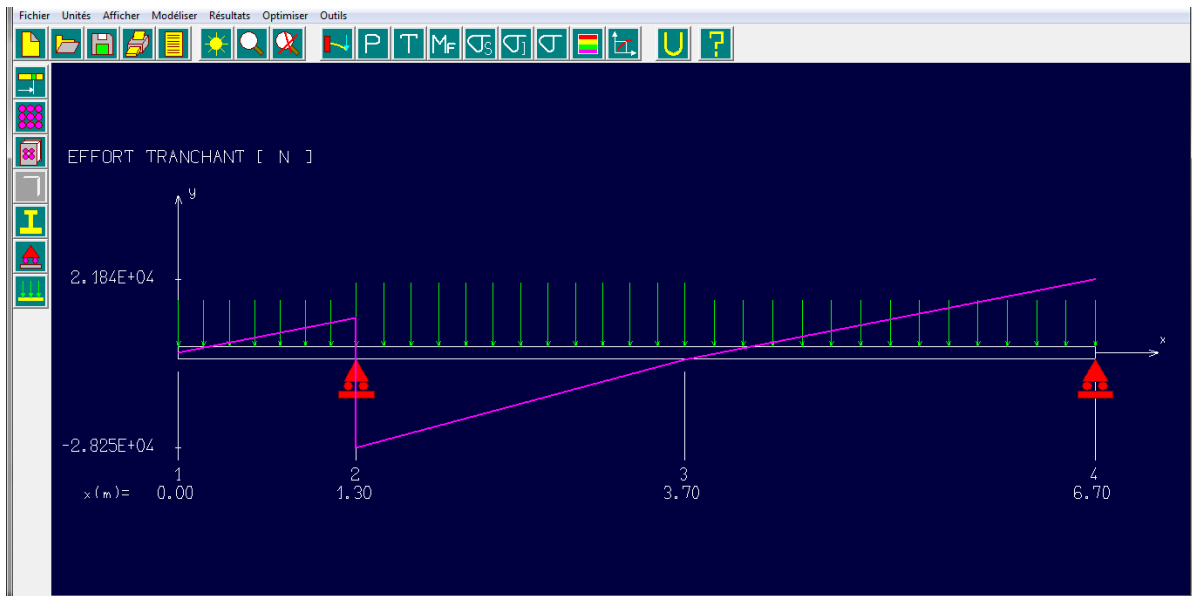
Action(s) de liaison [N N.m] REACTIONS

Nœud 2	Fy = 53690.08
Nœud 4	Fy = 30437.87

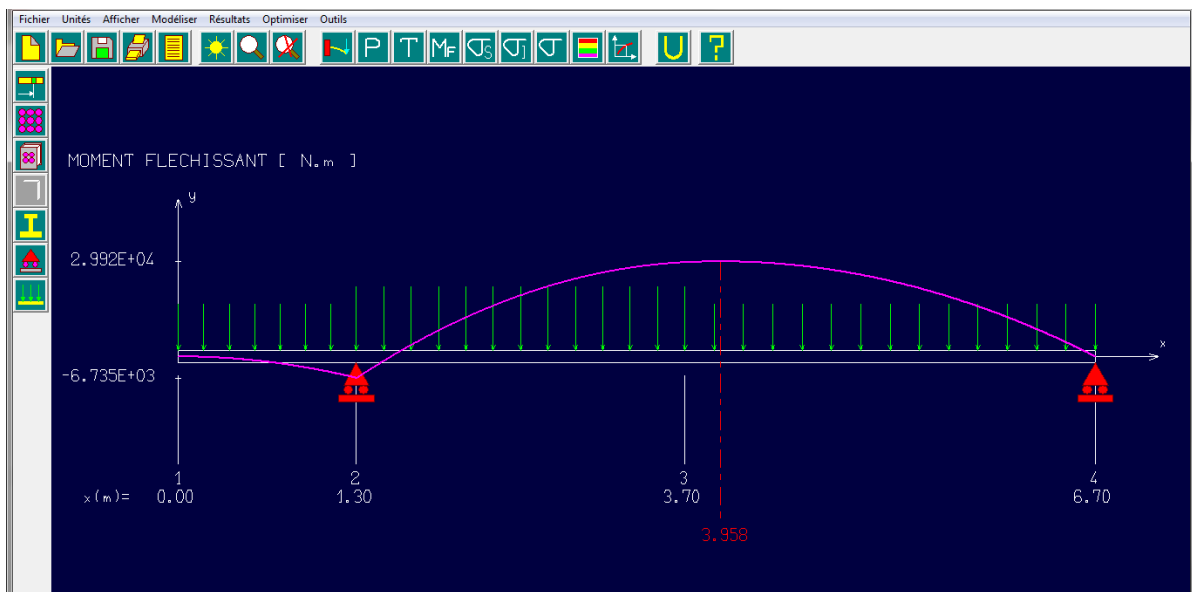
Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

Etat limite ultime (E.L.S):

T_{ELU} En [daN]



M_{ELS} En [daN.m]



Résultats

Déplacements nodaux [m, rad]

Nœud Flèche Pente

{	1	1.826198	-1.383054
	2	0.000000	-1.469909
	3	-2.616470	-0.277276
	4	0.000000	1.580299

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dy maximal} = 1.82620\text{E}+00 \text{ m à } x = 0.000 \text{ m} \\ \text{Dy minimal} = -2.65981\text{E}+00 \text{ m à } x = 4.012 \text{ m} \end{array} \right.$$

Efforts intérieurs [N N.m MPa]

Ty = Effort tranchant Mfz = Moment fléchissant Sxx = Contrainte normale

Nœud	Ty	Mfz	Sxx
1	0.00	000	0.00
2	10361.00	-6734.65	-841.83
2	-28254.34	-6734.65	-841.83
3	-2070.10	29654.69	3706.84
3	-2070.10	29654.69	3706.84
4	21839.90	-0.00	-0.00

Moment fléchissant maximal = 29923.52 N.m à 3.958 m

Moment fléchissant minimal = -6734.65 N.m à 1.300 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte normale maximale} = 3740.44 \text{ MPa à } 3.958 \text{ m} \\ \text{Contrainte normale minimale} = -3740.44 \text{ MPa à } 3.958 \text{ m} \end{array} \right.$$

Action(s) de liaison [N N.m]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nœud 2 } Fy = 38615.34 \\ \text{Nœud 4 } Fy = 21839.90 \end{array} \right.$$

	Moment [daN.m]	E.L.U.R	E.L.S

Volée			
Volée1	Travée	4160.328 daN.m	2992.352 daN.m
	Appui	-940.865 daN.m	-673.465 daN.m
	Effort tranchant MAX	-3921.523 daN	2825.434 daN

Tab. VI.3: tableau récapitulatif des moments fléchissant.

IV.1.4.2) Calcul du moment fléchissant maximum:

Calcul du ferrailage :

A. En travée

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M^u = 4160.328 \text{ daN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

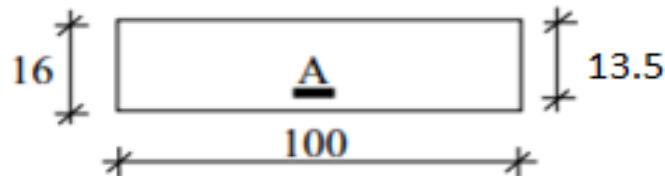


Fig. IV.3 : Section de calcul.

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{41603.28}{14,17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.161$$

$$\mu = 0,161 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,221$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.912$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{41603.28}{348 \times 0,912 \times 13.5} = 9.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 9,71 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

9T12 → A = 10,18 cm²

(T12 e = 20 cm).

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 2992,352 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{4160,328}{2992,352} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,09 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow \frac{10,18}{4} \Rightarrow A_r = 2,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

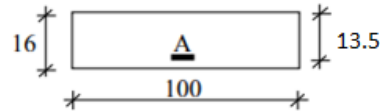
4T10 ⇒ A = 3,14 cm²/ml

B. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -940,865 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**



$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9408.65}{14,17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.036$$

$\mu = 0,036 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et ;}$

Fig. VI.4: Section de calcul.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9408.65}{348 \times 0,983 \times 13.5} = 2.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 2.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T12 \quad A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = 609.76 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{\sigma_{c28}}{100}$$

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{-940.865}{-673.465} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,021 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

Le balcon est un espace extérieur souvent attaché a une habitation, offrant une vue sur l'extérieur et permettent aux occupants de profiter de l'air frais et de l'environnement extérieur sans quitter leur domicile. Que ce soit dans un immeuble, une maison individuelle ou un appartement, le balcon est un lieu polyvalent qui peut servir de refuge paisible, de jardin miniature ou même de lieu de socialisation.

Les balcons sont considérés comme une porte à feux, calculé comme une console de 1 m de longueur et de 1,00 m de largeur sollicitée par une charge permanente G et une surcharge d'exploitation Q.

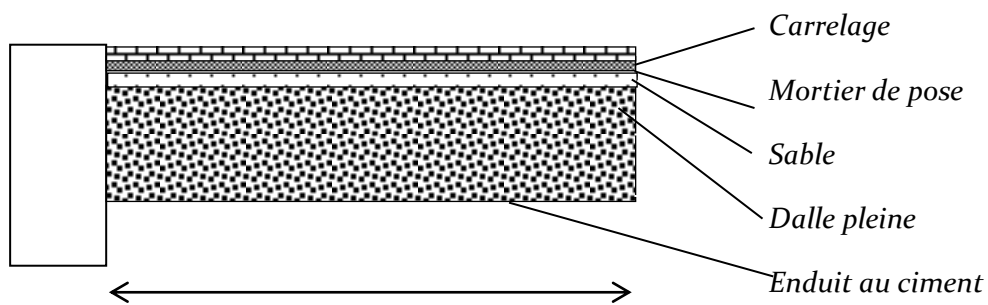


Fig. IV.2.1: coupe de balcon.

IV.2.2) Descente de charges :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (daN/m ³)	G (daN/m ²)
Revêtement horizontal carrelage + mortier de pose + sable	2	/	120
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	1.5	1800	27

Tab. IV.2.1 : charges permanente de balcon.

Charge permanentes : $G=540 \text{ daN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q= 350 \text{ daN/ m}^2$

Pour une bande de 1 m de largeur : $\bar{G} = G1 * 1.00 = 540 \text{ daN/ml}$

a. Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m * h$$

Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm}$

$$G_m = (90 + 130 + 2 * 1.5 * 18) = 274 \text{ daN/m}^2$$

Avec 30 % d'ouverture :

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1.20 \text{ m} \Rightarrow P = 274 * 1.2 = 328.8 \text{ daN/ml}$$

b. Surcharges d'exploitation :

➤ Balcon pour locaux a usage d'habitation $\Rightarrow Q = 350 \text{ daN/m}^2$.pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q1 * 1.00 = 350 \text{ daN/ml}$

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le bas possible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L91).

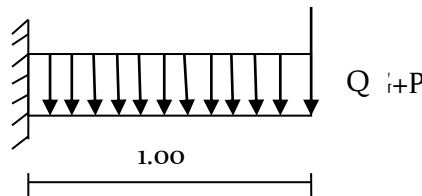


fig. VI.2.2: schéma statique du balcon.

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_{max} = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'enrobage:

$$C = \phi + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm}$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ cm}$$

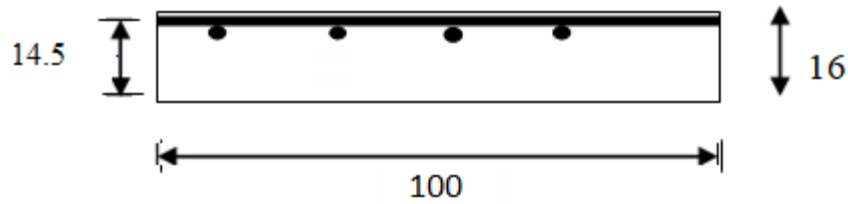


Fig. VI.2.3: disposition des armatures de la nappes supérieure.

IV.2.3) Calcul du moment fléchissant :

Sens x-x

➤ **ELU :**

$$M_u = - [1.35G + 1.5Q] \frac{L^2}{2} - 1.35 * P * L * 1m$$

$$M_u = - [(1.35 * 540) + (1.5 * 350)] \frac{1.00^2}{2} - 1.35 * 328.8 * 1.00 * 1m$$

$$M_u = -1075.61 \text{ daN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = - [G + Q] \frac{L^2}{2} - P * L * 1m$$

$$M_{ser} = - [540 + 350] \frac{1.00^2}{2} - 328.8 * 1.00 * 1m$$

$$M_{ser} = -777.3 \text{ daN.m}$$

IV.2.4) Calcul du ferrailage :

a.ELU

$$M_u = -1075.61 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{10756.1}{14.17 * 100 * 13.5^2} = 0.042$$

$$M = 0.042 < \mu_L = 0.186 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000 \epsilon_L < 1000 \epsilon_s \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e E}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.016) = 0.978$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10756.1}{348 \cdot 0.978 \cdot 13.5} = 2.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

Acier FeE400 => $A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A = 2.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Choix des armatures :**

4T12/ml → $A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T12 → $e = 15 \text{ cm}$).

b. ELS

$M_s = -801,27 \text{ daN.m}$

<ul style="list-style-type: none"> ➤ Flexion simple ➤ Section rectangulaire ➤ Acier FeE400 	}	$\rightarrow \alpha < \frac{\gamma+1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
---	---	---

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1075.61}{777.3} = 1.38$

$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0.045$ C.V

• **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable maintenues.
 - (Aucune vérification pour σ_s)
- ⇒ les armatures calculées à ELU seront

➤ **Les Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Choix des armatures :**

$$4 \text{ T8/ml} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T8} \rightarrow e = 15\text{cm})$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_U^{\max} = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35 P \times 1 \text{ m}$$

$$T_U^{\max} = (1.35 \times 540 + 1.5 \times 350) \times 1.00 + (1.35 \times 328.8)$$

$$T_U^{\max} = 1707.33 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1707.33}{(100 \times 14.5) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures Transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.5) Vérification de la flèche :

➤ **Condition de la flèche (B.7.5 BAEL91)**

$$\frac{h_d}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{20} = 0.05 \text{ C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 14.5} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Conclusion :**

Les calculs de la flèche ne sont pas nécessaires.

	A _t en (cm ²)	A _r en (cm ²)	Choix des armatures	
			A _t	A _r

ELU	2.34	1.13	4T12/ml →	4 T8/ml →
ELS	Vérifier		A =4.52cm ² /ml	A=2.01 cm ² /ml

Tab. IV.2.2 : tableau récapitulatif des armatures.

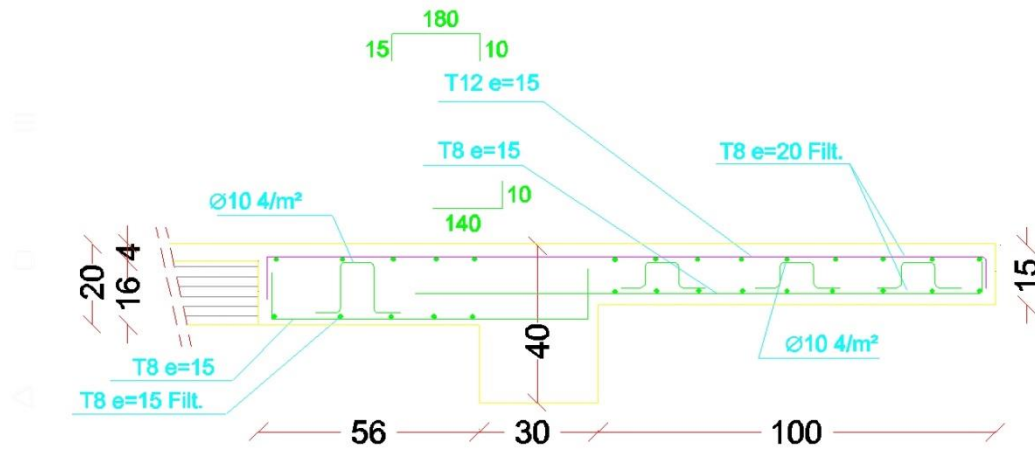


Fig. IV.2.4 : schéma ferrailage.

IV.3) Etude de l'acrotère :

IV.3.1) Introduction :

L'acrotère est un élément structural assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal du à son poids propre W_p et une surcharge F_p appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.

Le ferrailage de la section dangereuse, celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.

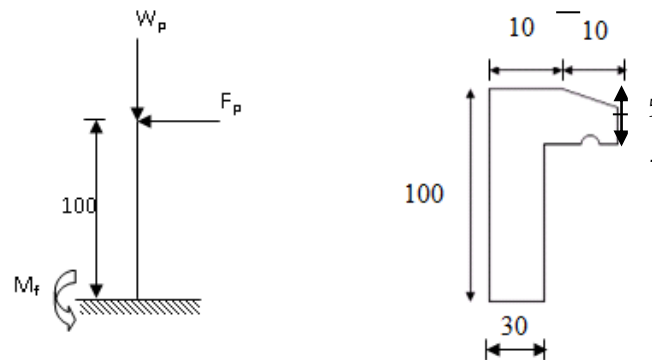


Fig. VI.3.1 : dimension de l'acrotère et schéma statique.

VI.3.2) détermination des sollicitations :

a) Surface de l'acrotère :

$$S = \frac{0,05 \times 0,10}{2} + (0,05 \times 0,10) + (0,1 \times 1) \rightarrow S = 0,1075 \text{ m}^2$$

La force horizontale F_p :

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

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone ;
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

$$\text{Elément en console} \quad \Rightarrow \quad C_p = 0,8$$

- W_p : Poids de l'élément considéré et

- F_p : Force statique équivalente horizontale.

- L'ouvrage est implanté à Mostaganem Zone \Rightarrow **IIa**
 - Ouvrage courant ou à moyenne importance \Rightarrow Groupe 2
- } Donc : $A = 0,15$

b) Le poids propre de l'élément W_p :

$$W_p = V \cdot \rho$$

$$W_p = 2500 \cdot 0,1075 = 268.75 \text{ daN}$$

Donc : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 268.75 = 129 \text{ daN}$
 $\Rightarrow M = F_p \cdot H = 129 \cdot 1 = 129 \text{ daN.m}$

• Effort normal et moment fléchissant :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 129 = 193.5 \text{ daN.m} \\ N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 268.75 = 362.81 \text{ daN} \end{cases}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_{ser} = F_p \cdot L = 129 \cdot 1 = 129 \text{ daN.m} \\ N_{ser} = W_p = 268.75 \text{ daN} \end{cases}$$

IV.3.3) Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1 metre.

➤ **Position du point de l'application de l'effort normal :**

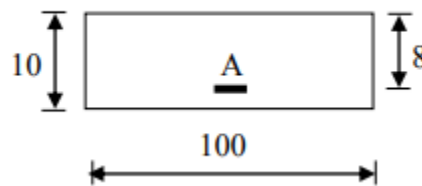


Fig. IV.3.2 : Section de calcul

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{193.5}{362.81} = 0.53 \text{ m}$$

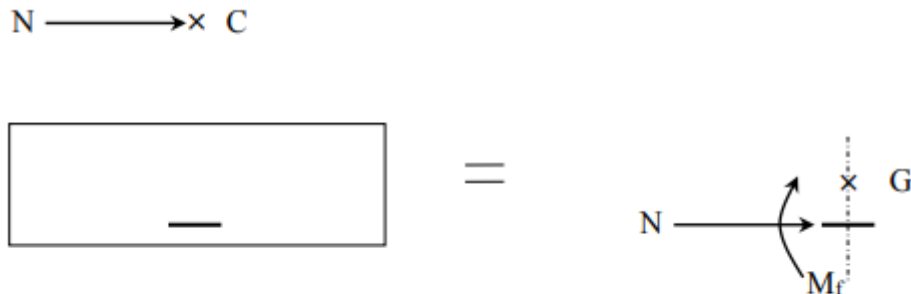
$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{129}{268.75} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.1/6 = 0.016 \text{ m}$$

$$e_a = e_u + (d-h/2) = 0.43$$

→ L'effort normal est un effort de compression qui se trouve à l'extérieur de la section, qui veut dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_u \cdot e_a = 362.81 \times 0.43 = 156.01 \text{ daN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1560.1}{14.17 \times 100 \times 8^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.021) = 0.992$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_f^u = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1560.1}{348 \cdot 0.992 \cdot 8} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sollicitation réelle (flexion composée) :

$$\begin{cases} A_u = A_f^u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.56 - \frac{3628.1}{100 \cdot 348} = 0.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A' = 0 \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité [BAEL.91]) :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton. - Pourcentage de 0,25 % de la section de béton. [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 8 * \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_u = \max (A_u, A_{\min}) = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e \leq \min (25 ; 2 \times 10) \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_u}{4} \geq \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T8 / \text{ml} \longrightarrow A = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = F_p = 129 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1290}{100 \times 8 \times 100} = 0,0645 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 3\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01\text{MPa} < 2,5\text{Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

} les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$M_{ser} = F_p \times L = 129 \times 1 = 129 \text{ daN.m}$$

$$N_{ser} = W_p = 268.75 \text{ daN}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est donc préjudiciable

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{129}{268.75} = 0,48 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,48 \text{ m} > \frac{h}{2} \quad c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes :

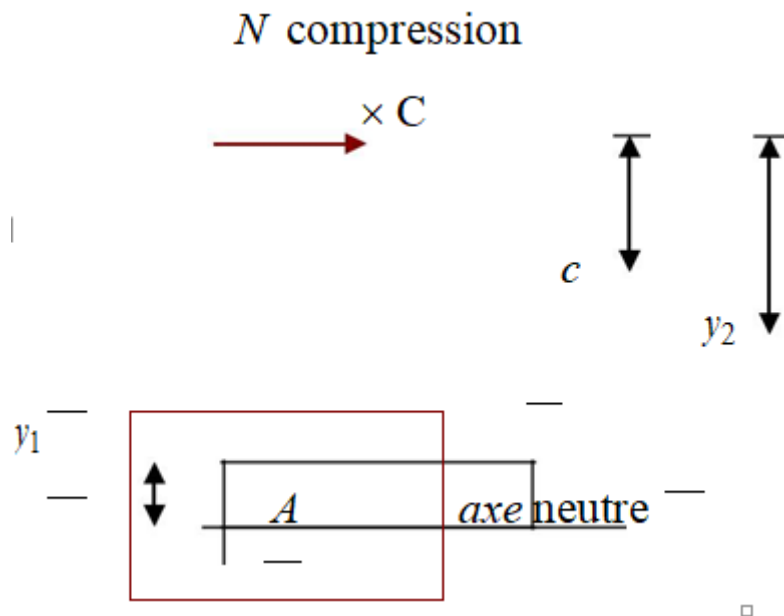


Fig. IV.3.3 : Position de centre de pression.

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre
- $y_2 = y_1 + c$
- N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.
- C se trouve à l'extérieur de la section $\square \square c$ sera considéré comme négatif.

➤ **Calcul des contraintes :**

$$P = -3c^2 \frac{90A'}{b} (c-d) + \frac{90A}{b} (d-c)$$

$$c = e_0 \frac{h}{2} = 48 \frac{10}{2} = 43 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad c = -43 \text{ cm} < 0$$

$$P = -3(-48)^2 + \frac{90(3,93)}{100} (8+43) \Rightarrow P = -6731.61 \text{ N/mm}^2$$

$$q = -2c^3 \frac{90A'}{b} (c-d) + \frac{90A}{b} (d-c) \Rightarrow q = -2(-43)^3 \frac{90(3,93)}{100} (8+43)$$

$$q = 158833.61 \text{ N/mm}^2$$

A' : armatures comprimées = 0

A : armature tendue 2

y_2 : est la solution de l'équation $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 6731.61 y_2 + 158833.61 = 0$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3 = (158833.61)^2 + \frac{4}{27} \times (-6731.61)^3 = 1.9^{10} > 0$$

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) = 0.5(\sqrt{1.9^{10}} - 158833.61) = -8771.6$$

$$z = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{-8771.6} = -20.62$$

$$y_2 = z - \frac{p}{3z} = -20.62 - \frac{-6731.61}{3 \times (-20.62)} = -88.20 \text{ cm}$$

$$y_2 > 0 \Rightarrow y_1 = y_2 + c = 45.2$$

➤ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot (y_1)^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (45.2)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 45.2) = 104344.94 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{Ns}{100 \cdot S} = \frac{268.75}{100 \times 104344.94} = 0,00025$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,00025 \times 45.2 = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.00025 \times (8 - 45.2) = -0.14 \text{ MPa} < 0$$

Conclusión:

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

IV.2.4) Vérification des contraintes de cisaillements : BAEL91 (A.E.5.2).

$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 192 = 288 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2880}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,036 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblable.

IV.2.5. Dessin de ferrailage :

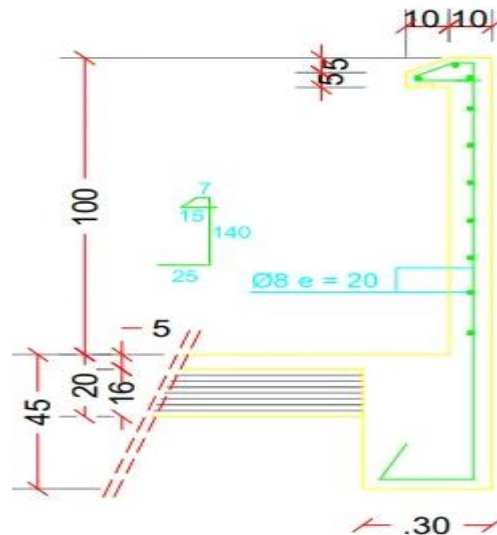


Fig. IV.3.4 : ferrailage de l'acrotère.

Chapitre V

Etude séismique

V.1) Introduction :

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.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99 (version 2003).

V.2) Etude sismique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.2.1) Modélisation de la masse :

- La charge des planchers WP est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le tableau **(4.5RPA99 version 2003)** avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

V.2.2) Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **AutodeskROBOT structural analysais 2009** (version étudiant) qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

➤ **Présentation du logiciel :**

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur:

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure».
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes a...).

➤ **Etape de modélisation :**

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes:

- ✓ Choix du plan de travail: notre structure est un modèle tridimensionnel
- ✓ Choix de l'unité du travail : KN et m
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat
- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- ✓ On introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre 1)
- ✓ On Introduit les propriétés de chaque élément de la structure: la section et le matériau utilisé (voir chapitre II)
- ✓ On introduit les conditions aux limites.

➤ **Détermination des charges :**

Pour notre structure, on a trois types:

- Charge permanente G :

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

- **Charge d'exploitation Q :**

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

- **Les forces sismiques E:**

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

➤ **Déterminations des combinaisons**

1. $1,35G + 1,5Q$
2. $G + Q$
3. $0,8G + E$
4. $0,8G - E$
5. $G + Q + E$
6. $G + Q - E$
7. $G + 0,2Q$

V.3) choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Selon le **RPA version 2003 [Article 4.1.1]** les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- a) La méthode statique équivalente.
- b) La méthode d'analyse modale spectrale.
- c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1) La Méthode statique équivalente :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure.

➤ **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan : RPA version 2003[article 3.5.1.a]**

Selon l'article (a, b) la structure est irrégulière en planCV

- **Régularité en élévation : RPA version 2003[article 3.5.1.b]**

Selon l'article (b,1), la structure est classée régulière en élévationCV

- **Outre cas conditions, la condition complémentaire suivante :**

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La hauteur de la structure est : **h= 40.81m >23m** C non V

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

V.3.2) Les méthodes dynamiques :

V.3.2.1) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

⇒ Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que "les conditions de la régularité en plan ne sont pas satisfaites".

• **Principe de la méthode :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

On base sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massique des ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite à cause de l'influence importante des modes de torsion.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{sec (4-14) [RPA99 (v2003)]}$$

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=11)

T_k : la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{11} \qquad K \geq 10 \text{ modes.}$$

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99 (version 2003) /4.3.6]**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

⇒ Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : [RPA99/4.2.3]**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure

• **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par (**Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone sismique : **IIa** (wilaya de Mostaganem).

- Groupe d'usage : 2(Ouvrage courants ou d'importance moyenne).

} ⇒ **A = 0.15**

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \dots ((4.2) \text{ RPA99 version 2003}) \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau [4.2 RPA99 version 2003]

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \zeta = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site très ferme (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.40s$ (Tableau 4.7 RPA99 version 2003)

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

➤ Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 40.81 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 24.34\text{m}, \quad D_y = 9.6 \text{ m}$$

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T' = 0.05 \times (40.81)^{3/4} \Rightarrow T = 0,807\text{s}$$

$$T''_x = 0.09 \frac{40.81}{\sqrt{24.34}} = 0,74\text{s}$$

$$T''_y = 0.09 \frac{40.81}{\sqrt{9.6}} = 1.19\text{s}$$

$$T_x = \min (0,807 ; 0,74) = 0,74\text{s}$$

$$T_y = \min (0,807 ; 1.19) = 0,81\text{s}$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0\text{s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0.882 (0,40 / 0,74)^{2/3} = 1,457$$

$$D_y = 2,5 \times 0.882 (0,40 / 0,807)^{2/3} = 1,381$$

- **Coefficient de comportement R :** [RPA99 (version2003)/tableau 4.3]

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots (4.4) \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

-sa valeur est donne par le [tableau4.4 (RPA 99/version 2003)].

<i>Q</i> : facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	P_q		données	<i>Q</i>
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05	1,10
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05	
3. Régularité en plan	0	0,05	0,00	
4. Régularité en élévation	0	0,05	0,00	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0	

Tab. V.1: valeurs des pénalités p_q

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + 0.10 = 1.10$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.10$$

- Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \dots [RPA99\text{version}2003/\text{formule } 4.5]$$

Avec :

W_i : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). [tab4.5 RPA (version2003)].

➤ **Spectre de réponse de calcul**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

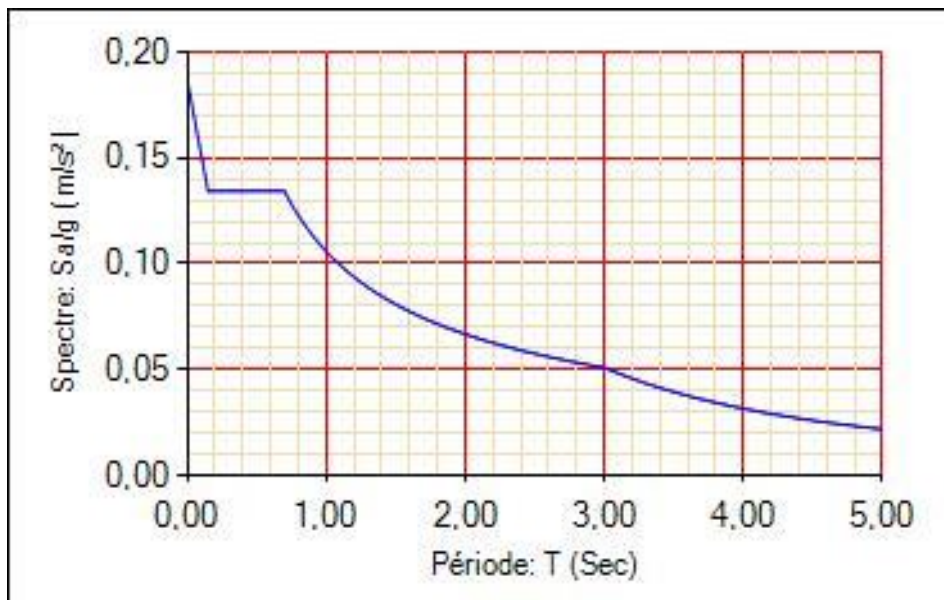


Fig. V.1: Spectre de réponse.

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure.

V.4) Résultats de l'analyse dynamique :

Cas/ Mode	Fréquence Hz	Période de sec	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse Modale UZ (%)	Tot.mas.Ux (kg)	Tot.mas.Uy (kg)	Tot. mas. Uz (kg)
3/ 1	1,02	0,98	2,47	59,38	0,0	2,47	59,38	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 2	1,11	0,90	63,12	61,68	0,0	60,65	2,30	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 3	1,49	0,67	63,36	62,21	0,0	0,25	0,53	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 4	3,87	0,26	63,42	76,41	0,0	0,06	14,20	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 5	4,15	0,24	77,99	76,46	0,0	14,56	0,05	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 6	5,11	0,20	78,05	76,47	0,0	0,06	0,02	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 7	5,20	0,19	78,05	78,07	0,0	0,00	1,60	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 8	6,37	0,16	78,05	78,97	0,0	0,00	0,90	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 9	6,48	0,15	78,05	80,82	0,0	0,00	1,84	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 10	8,19	0,12	78,09	80,84	0,0	0,04	0,03	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 11	8,31	0,12	78,09	81,15	0,0	0,00	0,31	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 12	8,67	0,12	81,74	81,15	0,0	3,64	0,00	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 13	9,38	0,11	83,55	81,17	0,0	1,81	0,02	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 14	9,95	0,10	83,57	86,05	0,0	0,02	4,88	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 15	10,48	0,10	83,57	86,05	0,0	0,00	0,00	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 16	10,92	0,09	83,78	86,18	0,0	0,21	0,13	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 17	11,44	0,09	84,02	86,18	0,0	0,24	0,00	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 18	12,03	0,08	84,03	86,18	0,0	0,01	0,00	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 19	12,50	0,08	84,06	86,23	0,0	0,03	0,04	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0
3/ 20	12,99	0,08	85,01	86,23	0,0	0,95	0,00	0,0	5635556,62	5635555,91	0,0

Tab. V.4.1: période et facteurs de participation massique.

V.4.1) vérification de coefficient K :

Dans notre cas le nombre minimale de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K=3\sqrt{n}$$

Avec :

n : nombre de niveaux au dessus du sol (N=12 niveau)

$$K=3\sqrt{n} \Rightarrow 3\sqrt{12} \Rightarrow K= 11 > 10.39 \text{ condition vérifié.}$$

- **Vérification de la période :** [RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4]

Une période fondamentale : T= 0,807s.

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Sens x-x :

$$T_{\text{dyn}} = 0.91 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{stat}} = 1.3 \times 0.74 = 0.97 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$T_{\text{dyn}} = 0.99 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{stat}} = 1.3 \times 0.81 = 1.05 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.5) La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier **ROBOT** (version étudiant), la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$\text{Soit : } \frac{ADQ}{R} W$$

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **ROBOT**

$$W_{Qi} = Q_i \times S \Rightarrow S = 233.66 \text{ m}^2 \Rightarrow W_{Qi} = 292.08 \text{ KN.}$$

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} = 56286.1 + (0.2 \times 292.08) = 56344.52 \text{ KN}$$

$$A = 0, 15; R = 4; Q_x = Q_y = 1, 25; D_x = 2, 205; D_y = 1.460$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} W = \frac{0.15 \times 1.652 \times 1.25}{4} \times 56344.52 = 4363.2 \text{ KN} \quad 0.8 V_x = 3490.56 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} W = \frac{0.15 \times 1.565 \times 1.25}{4} \times 56344.52 = 4133.40 \text{ KN} \quad 0.8 V_y = 3306.72 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel ROBOT on a :

• **Sens x-x :**

$$V_d = 3562.32 \text{ KN} > 80\% V_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens-y-y :**

$$V_d = 3450.85 \text{ KN} > 80\% V \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.6) Calcul et vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (dans le sens y-y, Δ_K^y)

δ_K^x : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par **ROBOT** (dans le sens y-y, δ_K^y)

Déplacement relatif admissible (toléré) : $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

D'où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} =$ $R * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} =$ $R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} =$ $\delta_{kx} -$ δ_{k-1x} (mm)	$\Delta_{ky} =$ $\delta_{ky} -$ δ_{k-1y} (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} <$ 0,01h	Observation $\Delta_{ky} <$ 0,01h
10étage	3060	7.4	8,1	29.6	32.4	22.2	24.3	30,6	vérifiée	vérifiée
9étage	3060	6.5	7.1	26	28.4	19.5	21.3	30,6	vérifiée	vérifiée
8étage	3060	5.7	6.1	22.8	24.4	17.1	18.3	30,6	vérifiée	vérifiée
7étage	3060	4.8	3.1	19.2	20.4	14.4	15.3	30,6	vérifiée	vérifiée
6étage	3060	3.9	5,1	15.6	16,4	11.7	12.3	30,6	vérifiée	vérifiée
5étage	3060	3	4,1	12	12.4	9	9.3	30,6	vérifiée	vérifiée
4étage	3060	2.1	2.2	8.4	8.8	6.3	5.7	30,6	vérifiée	vérifiée
3étage	3060	1.4	1.4	5.6	5.6	4.2	4.2	30,6	vérifiée	vérifiée
2étage	3060	0.7	0.7	2.8	2.8	2.1	2.1	30,6	vérifiée	vérifiée
1étage	3060	0	0,1	0	1.6	0	1.5	30,6	vérifiée	vérifiée

Tab. V.8.1: Déplacements relatifs de tous les niveaux.

V.6.1) Calcul de la force sismique selon la hauteur:

Selon [RPA99-V2003 (Article4.2.5)], la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = Ft \sum_{i=k}^n Fi \rightarrow Fi = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : hauteur du niveau (i)

F_i : force sismique du niveau (i)

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

$$F_{tx} = (0.07 \times 0.91) 3075.68 = 195.21$$

ETAGE	DIRECTION X							
	Vx [KN]	Fx [KN]	h [m]	W [KN]	Xg [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérification
1	3355,06	8,78	2,72	28440,02	8,55	23,88	243162,19	Condition Vérifiée
2	3346,28	130,54	4,59	28440,02	8,55	599,18	243162,19	Condition Vérifiée
3	3215,74	151,05	7,65	28440,02	8,55	1155,53	243162,19	Condition Vérifiée
4	3064,69	183,28	10,71	28440,02	8,55	1962,93	243162,19	Condition Vérifiée
5	2881,41	205,84	13,77	28440,02	8,55	2834,42	243162,19	Condition Vérifiée
6	2675,57	221,84	16,83	28440,02	8,55	3733,57	243162,19	Condition Vérifiée
7	2453,73	236,06	19,89	28440,02	8,55	4695,23	243162,19	Condition Vérifiée
8	2217,67	261,38	22,95	28440,02	8,55	5998,67	243162,19	Condition Vérifiée
9	1956,29	299,06	26,01	28440,02	8,55	7778,55	243162,19	Condition Vérifiée
10	1657,23	363,9	29,07	28440,02	8,55	10578,57	243162,19	Condition Vérifiée
11	1293,33	490,35	32,13	28440,02	8,55	15754,95	243162,19	Condition Vérifiée
12	802,98	802,98	35,19	28440,02	8,55	28256,87	243162,19	Condition Vérifiée

DIRECTION Y							
Vx [KN]	Fx [KN]	h [m]	W [KN]	Xg [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérification
3158,5	18,59	2,72	28440,02	7,50	50,56	213300,17	Condition Vérifiée
3139,91	133,96	4,59	28440,02	7,50	614,88	213300,17	Condition Vérifiée
3005,95	140,89	7,65	28440,02	7,50	1077,81	213300,17	Condition Vérifiée
2865,06	166,09	10,71	28440,02	7,50	1778,82	213300,17	Condition Vérifiée
2698,97	190,52	13,77	28440,02	7,50	2623,46	213300,17	Condition Vérifiée
2508,45	212,82	16,83	28440,02	7,50	3581,76	213300,17	Condition Vérifiée
2295,63	225,5	19,89	28440,02	7,50	4485,20	213300,17	Condition Vérifiée
2070,13	237,97	22,95	28440,02	7,50	5461,41	213300,17	Condition Vérifiée
1832,16	263,88	26,01	28440,02	7,50	6863,52	213300,17	Condition Vérifiée
1568,28	326,22	29,07	28440,02	7,50	9483,22	213300,17	Condition Vérifiée
1242,06	432,96	32,13	28440,02	7,50	13911,00	213300,17	Condition Vérifiée
809,1	809,1	35,19	28440,02	7,50	28472,23	213300,17	Condition Vérifiée

Tab. V.8.2: Disposition de la force sismique.

Conclusion:

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend R=4 C.A.D un système voiles porteurs.

Chapitre VI

Les portiques

VI.1) Introduction :

La structure étudiée est constituée de trois éléments principaux : poteaux, poutres et voiles. Ces éléments, travaillant conjointement, créent une ossature capable de soutenir toutes les sollicitations, qu'elles soient verticales ou horizontales, assurant ainsi une stabilité autoportante.

Dans le processus de garantir leur résilience, les armatures longitudinales et transversales des poutres et des poteaux sont calculées. Ces calculs prennent en compte les sollicitations provenant des charges gravitaires, permanentes et d'exploitation, ainsi que les charges sismiques. Pour ce faire, nous nous appuyons sur les combinaisons d'actions prescrites par les deux réglementations de calcul auxquelles nous faisons référence : [bael91] et [rpa99/version 2003].

VI.2) Ferrailage des portiques

VI.2.1) Combinaisons d'actions :

Dans le genre de bâtiments qu'on est entrain de construire, les diverses actions sont noté comme suit:

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : efforts sismiques

Combinaisons prises en compte :

BAEL 91 : combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35g + 1.5q \quad \text{E.L.U.}$$

$$G+Q \Rightarrow \text{E.L.S.}$$

Pour les poutres et poteaux :

$$1,35g + 1,5qg + q \quad \left. \vphantom{1,35g + 1,5qg + q} \right\} \text{ combinaisons fondamentales [bael91].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + Ex \\ G + Q + Ey \\ 0,8G \pm Ex \end{array} \right\} \text{ Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

$0,8G \pm Ey$

Les efforts sont évalués en considérant ces combinaisons, en utilisant le logiciel « Robot Structural ».

VI.2.2) Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres dans notre bâtiment:

- Poutres principales : (30x40) cm².
- Poutres secondaires: (30x35) cm².

➤ *Ferrailage réglementaire :*

Recommandation du [RPA99/V2003]

a) Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone II-a,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40 \emptyset pour la zone II-a.

Avec :

B = la section de la poutre.

b) Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- ✓ **L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé avec la méthode suivante :**

-Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires on doit utiliser la formule suivante :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \sigma \right) \text{ ou } S = \min (h/4; 12\phi)$$

-En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$ ou $S = \frac{h}{2}$

Règlement [BAEL91/Article6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

➤ **Les sollicitations des poutres :**

En utilisant le logiciel Robot Structural, on obtient les résultats suivants :

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)
	E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.		
combinaison	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max
Poutre principale	72,26	-147,25	71,48	-145,67	198,40	-210,30	182,65
Poutre secondaire	55,27	-60,17	54,64	-59,48	167,97	-159,03	91,45

Tab. V.2.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

1. Armatures longitudinales :

- *Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :*

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales :

- *Conditions imposées par le BAEL.91 :*

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 40 = 1,45 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 35 = 1,27 \text{ cm}^2$

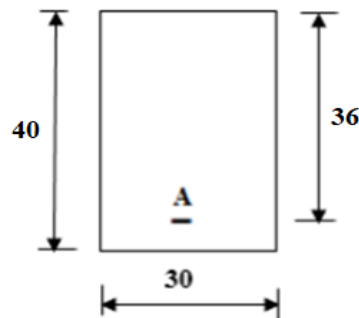


Fig. VI.1: Section de calcul en travée.

➤ *Ferraillage de la poutre principale (30×40) cm² :*

a. En travée :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 72,26 \text{ KN.m}$$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{72260}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,10 \text{ cm}^2$$

Avec : $d = h - \frac{h}{10} = \text{cm}$

$\mu = < \mu_{AB} \Rightarrow A' N'$ existe pas

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,132$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,95$

➤ **Détermination des armatures:**

$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{72260}{348 \times 0,95 \times 36} = 6,07 \text{cm}^2$

✓ Etat limite de service (E.L.S.) :

$M_t^{\text{ser}} = 55270 \text{KN. m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

} $\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{72260}{55270} = 1,30$

$\alpha \leq \frac{1,30-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,132 \Rightarrow$ condition vérifiée

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$M_t^{\text{Acc}} = 198,40 \text{KN. m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$\mu = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{198400}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,28$

$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{MPa}$ avec $\delta_b = 1,15$ (situations accidentelles)

$\mu = 0,28 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow A' n'$ existe pas et

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Avec : $\delta_s = 1$ (situations accidentelles)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,42$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,832$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t^{\text{Acc}} = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{198400}{400 \times 0,832 \times 36} = 16,56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 16,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T20 \longrightarrow A = 18,58 \text{ cm}^2$$

b. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -147,25 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{147250}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,27$$

$$\mu = 0,27 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,40$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,84$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{147250}{348 \times 0,84 \times 36} = 14 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -145,67 \text{ KN.m}$$

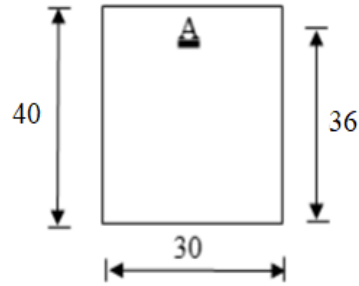


Figure VI.2 : Section de calcul en appuis.

Flexion simple
 Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$
 Acier FeE400
 Fissuration peu nuisible

$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{147250}{145670} = 1,01$$

$$\alpha \leq \frac{1,01-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 > \alpha = 0,127 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

• **Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_a^{Acc} = 210,30 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{210300}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,29$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,29 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,44$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,824$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{210300}{400 \times 0,824 \times 36} = 17,72 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 17,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T20 \longrightarrow A = 18,58 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{\max} = 182,65 \text{ KN}$$

➤ *Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :*

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 182650 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

➤ *Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales*

[Article CBA93/A.5.1.3.2] :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 18,58 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 10^{-2} \times \left[182560 + \frac{147250}{0,9 \times 36} \right] = 5,38 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

➤ *Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne* [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{182560}{30 \times 36 \times 100} = 1,69 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau = 1,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

- **Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre +1 étrier).

- **L'espacement des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3] :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 235}{30 \times (1,69 - 0,3 \times 2,1)} = 11,88 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003)

- **Zone nodale**

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,14 ; 30 \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

➤ **Vérification des armatures transversales :**

➤ **Zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t5} \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \phi_{\max}$

Types de poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Armatures choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,54	6	16,56	4T16 + 6T14	17,28	56
	Appuis			14	6T14 + 4T14	15,4	56
Poutre secondaire	Travée	1,27	5,25	7,97	3T14+3T12	8,01	56
	Appuis			6,33	5T14	7,70	56

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif de ferrillages trouvé par Robot.

VI. 2.3) Dessin de ferrillage de la poutre principale :

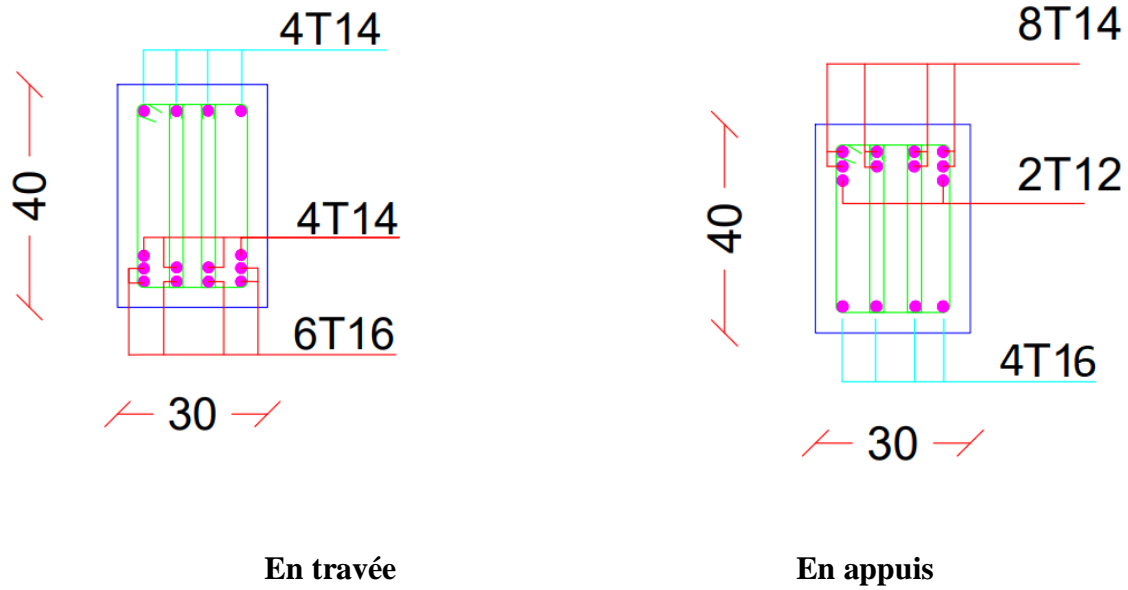


Figure VI.3 : Ferrailage de la poutre principale.

VI.2.4) Dessin de ferrailage de la poutre secondaire :

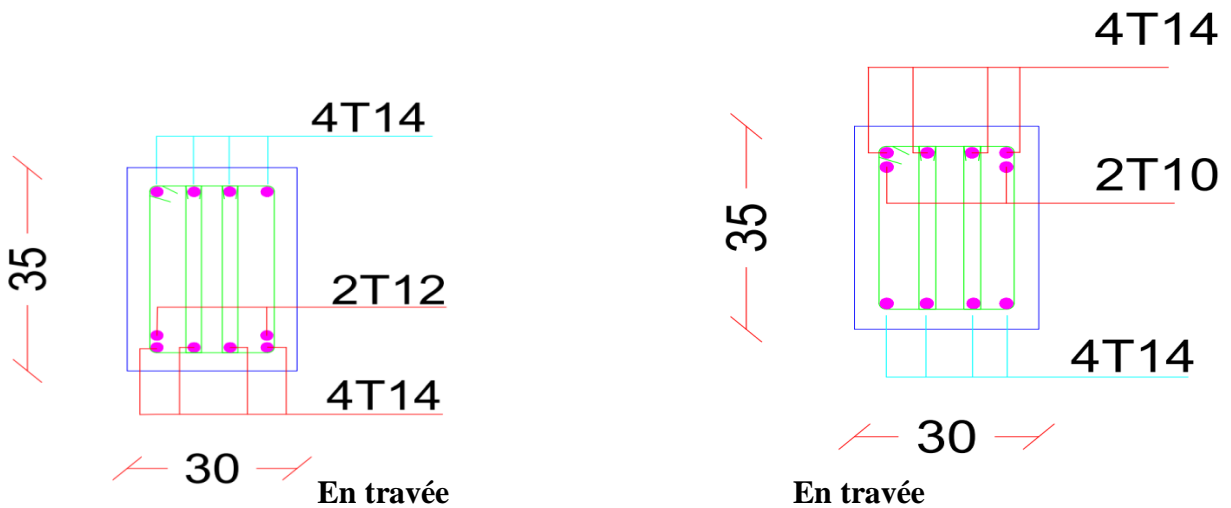


Figure VI.4 : Ferrailage de la poutre secondaire.

VI.2.5) Ferrailage des poteaux :

➤ *Définition :*

Les poteaux jouent un rôle fondamental dans une structure tel que la notre. Ces éléments verticaux supportent principalement des charges axiales de compression, répartissant les

charges du bâtiment vers les fondations. En outre, ils résistent aux moments de flexion, surtout dans les bâtiments de plusieurs étages (comme la notre), assurant ainsi la stabilité globale de la structure.

➤ **Leurs rôles :**

- **Support des charges :** Le rôle principal d'un poteau est de porter les charges de la structure, principalement les charges gravitaires, et de les transférer aux fondations.
- **Résistance aux moments de flexion :** Dans les structures à plusieurs étages, les poteaux résistent aux moments de flexion, ce qui augmente leur capacité à soutenir les charges.
- **Stabilité de la structure :** En plus de porter les charges, les poteaux contribuent à la stabilité globale de la structure. Ils aident à prévenir les déformations latérales et les mouvements de torsion.
- **Résistance aux forces sismiques et au vent :** Dans les zones sujettes aux tremblements de terre ou aux vents forts, les poteaux sont conçus pour résister à ces forces horizontales.
- **Élément architectural :** Les poteaux peuvent également jouer un rôle esthétique, contribuant à l'apparence architecturale de la structure.

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y

$$\begin{aligned}
 M_{x \max} &\rightarrow N_{corr} \rightarrow A1 \\
 N_{\max} &\rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2 \\
 N_{\min} &\rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3
 \end{aligned}$$

Sens x-x

$$\begin{aligned}
 M_{y \max} &\rightarrow N_{corr} \rightarrow A4 \\
 N_{\max} &\rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5 \\
 N_{\min} &\rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6
 \end{aligned}$$

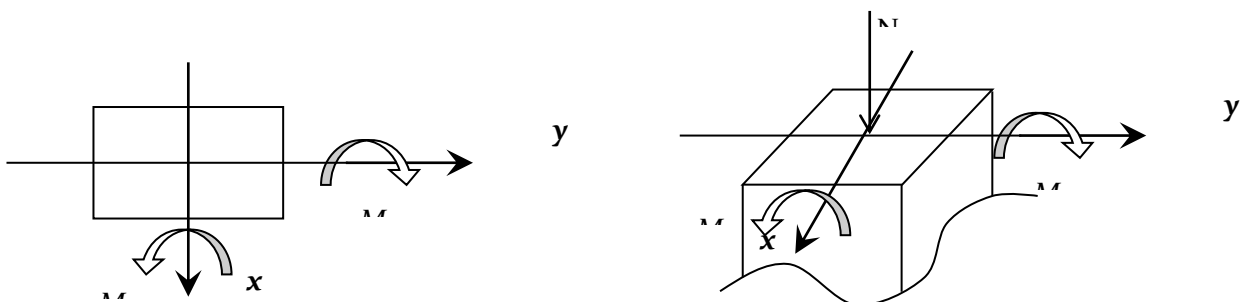


Fig. VI.5: direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les efforts sont déterminés en utilisant le logiciel Robot Structural, en prenant en compte les combinaisons d'actions suivantes :

Pour la situation durable, nous considérons le cas le plus défavorable : $(1,35G+1,5Q)$ et $(G+Q\pm E)$ et $(0.8G\pm E)$ pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

a) Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

➤ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ✓ 4% en zone courante et
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

h_e : Hauteur libre entre deux étages.

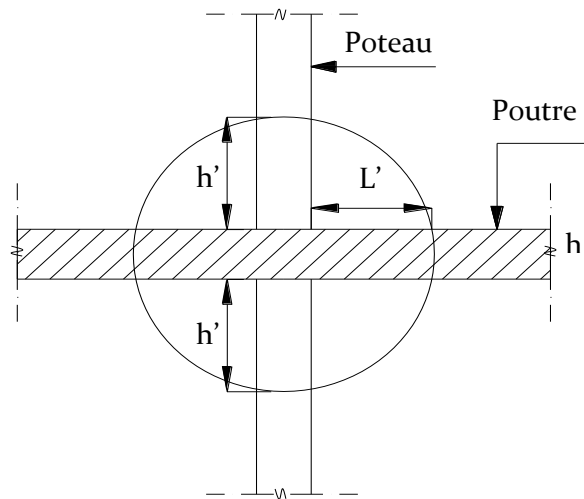


Fig. VI.6: la zone nodale.

➤ **Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec :

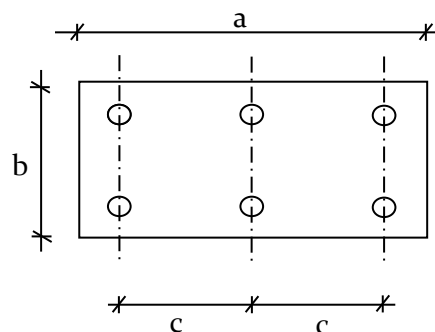
B : section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \text{ Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :



b : la petite côté du rectangle.

b) Les armatures transversales :

➤ **Conditions de RPA99 version 2003**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

φ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

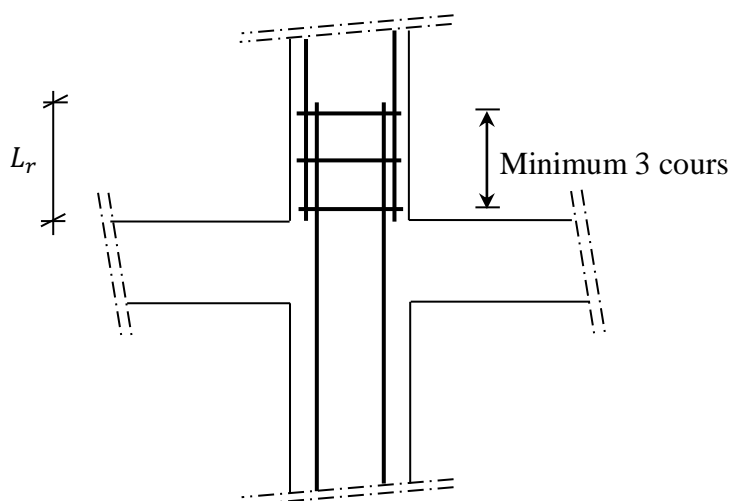


Fig. VI.7: les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Sollicitations de calcul :

Combinaisons		Les efforts	Poteau (60*60)	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N _{max} [KN]	1468,96	1642,93	1258,45	842 ,89	456,38
		M _{z cor} [KN.m]	-5,92	-30,71	-20,36	-22	-18,04
		M _{Ycor} [KN.m]	38,95	0,31	0,34	0,51	20,55
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	M _{z max} [KN.m]	-107,48	172,58	-160,82	124,52	100,84
		N _{cor} [KN]	-156, 55	1028,46	-47 ,23	282,50	174,73
		M _{Ycor} [KN.m]	0,32	-9,35	6,70	-5,64	-7,54
	Cas 3	M _{Ymax} [KN.m]	101,99	-116,89	85,24	77,60	-78,45
		N _{cor} [KN]	-513,33	2027,61	35,54	62,66	140,45
		M _{z cor} [KN.m]	4,41	-11,28	-8,49	-7,79	-2,36
	Cas 4	N _{max} [KN]	2613,74	2741,22	1442,23	759,19	409,02
		M _{z cor} [KN.m]	12,31	69,79	21,99	9,17	7,73
		M _{Ycor} [KN.m]	-36,02	-23,21	-41,62	-4,66	-3,58
	Cas 5	N _{min} [KN]	-1478,44	-1781,11	-813,31	-259,29	-108,04
		M _{zcor} [KN.m]	-61,91	-99,63	-38,66	-16,58	-42,43
		M _{Ycor} [KN.m]	78,57	21,29	45,17	49,44	4,05

Tab. V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

➤ Calcul des armatures:

Exemple de calcul : Poteau (60×60) cm

c) Les armatures longitudinales :

$$b = 60 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad d = 54 \text{ cm} \quad c = 6 \text{ cm}$$

1^{ère} Cas :

Sens y-y :

$$N = 1468,96 \text{ KN} \quad M_y = 38,95 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{38,95}{1468,96} = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm} / e < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1468960 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,17}{100 \times 348} = -104,37 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/V.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{190,4}{60} = 10,98 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{2,6}{60} = 0,043 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{15,68}{35} \right)^2 = 1,01$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,01 \times 1468,96 = 1483,65 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 68,25 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{68,25}{1483,65} = 0,046 \text{ m} = 4,6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

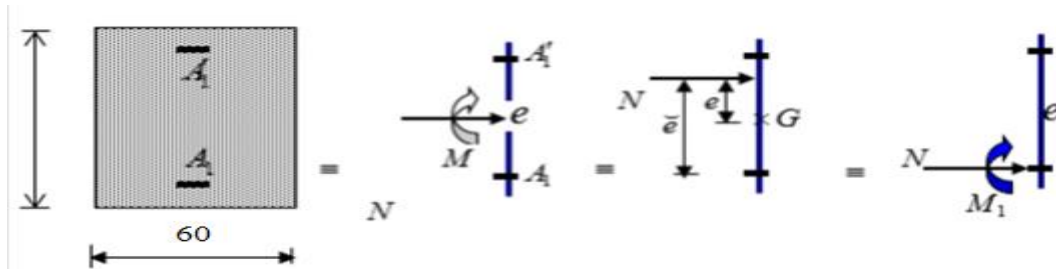


Fig. VI.8 : Position de N_1, M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) 14,17 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 783,54 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1483,65 \times 10^{-2} (54 - 6) - 424,32 = 287,83 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 28,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1483,65 \times 28,6 \times 10^{-2} = 424,32 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{424320}{14,17 \times 60 \times 54^2} = 0,17$$

$$\mu = 0,17 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,234$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,906$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{424320}{348 \times 0,906 \times 54} = 24,92 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 24,92 - \frac{1483650}{100 \times 348} = -17,71 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens z-z :

$$N=1468,96 \text{ KN} \quad M_z=5,92 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,92}{1468,96} = 0,004 \text{ m} = 0,4 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1483650 - 100 \times 60 \times 60 \times 14,17}{100 \times 348} = -103,95 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{190,4}{60} = 10,98 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{L_e}{250}\right) = 2\text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,4}{60} = 0,006 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{10,98}{35}\right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 1468,96 = 1498,34 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 35,96 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{35,96}{1498,34} = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

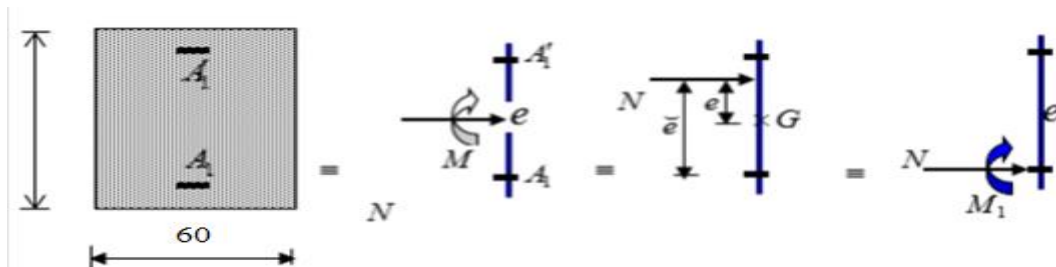


Fig. VI.9 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)14,17 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = 783,54 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1498,61 \times 10^{-2}(54 - 6) - 395,63 = 318,30 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26,4 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1498,61 \times 26,76 \times 10^{-2} = 395,63 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{395630}{14,17 \times 60 \times 54^2} = 0,16$$

$$\mu = 0,16 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,219$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,912$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{395630}{348 \times 0,912 \times 54} = 23,08 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 23,08 - \frac{1498610}{100 \times 348} = -19,98 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas :

Sens z- z :

$$N = 156,55 \text{ KN}$$

$$M_z = 107,48 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{107,48}{156,55} = 0,686 \text{ m} = 68,65 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $M_F = N \times e$

➤ *Vérification de l'existence de A' :*

$$M_F = N \times e$$

Avec :

$$e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 92,65 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = 145,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{145030}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,82$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,672$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{145030}{400 \times 0,672 \times 54} = 10 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10 - \frac{145030}{100 \times 400} = 6,37 \rightarrow A_{FC} = 6,37 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas :

$$N = 513,33 \text{ KN ;}$$

$$M_y = 101,99 \text{ kN.m}$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e = \frac{M}{N} = \frac{101,99}{513,33} = 0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

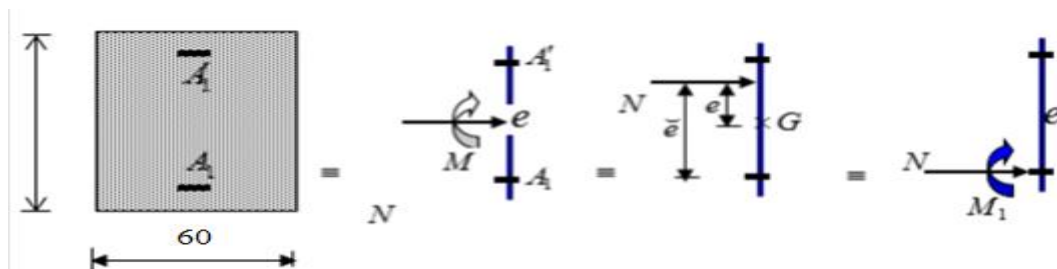


Fig. VI.10 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)18,48 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = \mathbf{1021,87 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 82,895 \times 10^{-2}(58,5 - 6,5) - 38,96 = 4,15 \text{ kN.m}$$

$$3. M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 21 + \left(\frac{65}{2} - 6,5\right) = 47 \text{ cm}$$

$$M_1 = 513,33 \times 20 \times 10^{-2} = 102,66 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{102660}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,836$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{102660}{400 \times 0,836 \times 54} = 5,68 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5,68 - \frac{513330}{100 \times 400} = -7,15 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

4^{émé} Cas :

Sens y-y :

$$N = 2613,74 \text{ KN } M_y = 36,02 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36,02}{2613,74} = 0,014 \text{ cm} = 1,4 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2613740 - 100 \times 60 \times 60 \times 18,48}{100 \times 400} = -100,98 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad \text{[BAEL91/VI.3]}$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{190,4}{60} = 10,98 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{280}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1,4}{60} = 0,023 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{10,98}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 2613,74 = 2666,01 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 2666,01 \times 2,96 \times 10^{-2} = 90,64 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{90,64}{2666,01} = 0,0339 \text{ m} = 3,39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

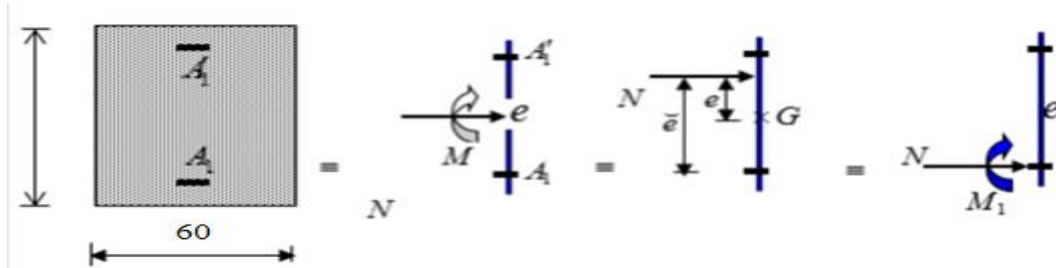


Fig. VI.11 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)18,48 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = \mathbf{1021,87 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2666,01 \times 10^{-2}(54 - 6) - 439,00 = 349,27 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 25,4 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2666,01 \times 25,4 \times 10^{-2} = 677,16 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{677160}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,209$$

$$\mu = 0,209 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,296$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,882$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{677160}{400 \times 0,882 \times 54} = 35,54 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 35,54 - \frac{2613740}{100 \times 400} = -29,8 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$N = 2613,74 \text{ kN} \quad M_z = 12,31 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12,31}{2613,74} = 0,0047 \text{ m} = 0,47 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2613740 - 100 \times 60 \times 60 \times 18,48}{100 \times 400} = -100,97 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ *Calcul de l'élanement :*

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{190,4}{60} = 10,98 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{280}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,47}{60} = 0,007 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{10,98}{35}\right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 2613,74 = 2666,01 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 2666,01 \times 2,47 \times 10^{-2} = 65,85 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ *Position du point d'application de l'effort N_1 :*

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{65,85}{2666,01} = 0,0246 \text{ m} = 2,46 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

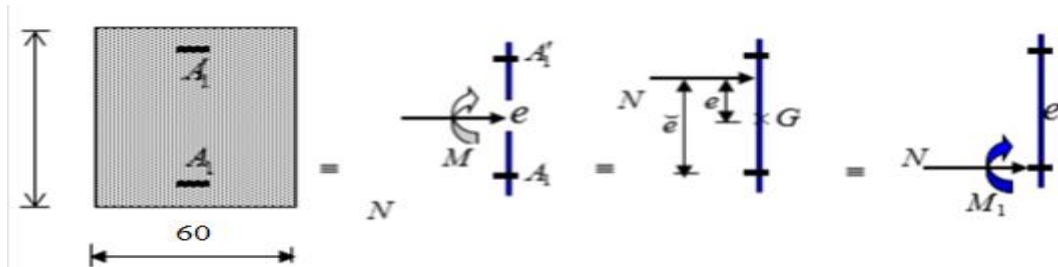


Fig. VI.12 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ *Vérification si la section est partiellement comprimée :*

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6)18,48 \times 60 \times 60 \Rightarrow (1) = \mathbf{1021,87 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2666,01 \times 10^{-2}(54 - 6) - 652,37 = 627,31 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 24,47 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2666,01 \times 24,47 \times 10^{-2} = 652,37 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimées :*

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{652370}{18,48 \times 60 \times 54^2} = 0,2$$

$\mu = 0,2 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow$ Á n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,282$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,887$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{652370}{400 \times 0,887 \times 54} = 34,05 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 34,05 - \frac{2613740}{100 \times 400} = -31,29 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII

Etude des voiles

VII) Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en **flexion composée** sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

ELU / ELS / ELA

Prescriptions imposées par RPA99 :

VII.1) Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par Le RPA 99et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VII.2) Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci aparées :

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 munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

VII.3) Règles générales :

Les armateurs transversaux doivent respectes les dispositions suivent :

a) L'espaceement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

$$S \leq 30cm$$

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont

Possibles

✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

➤ Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre zones.

Zone I : S.S.

Zone II : RDC ,1^{ère} ,2^{ème} étage.

Zone III : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage.

➤ **Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V1 RDC:

VI.4) Détermination des sollicitations :

ELU:

Effort N:

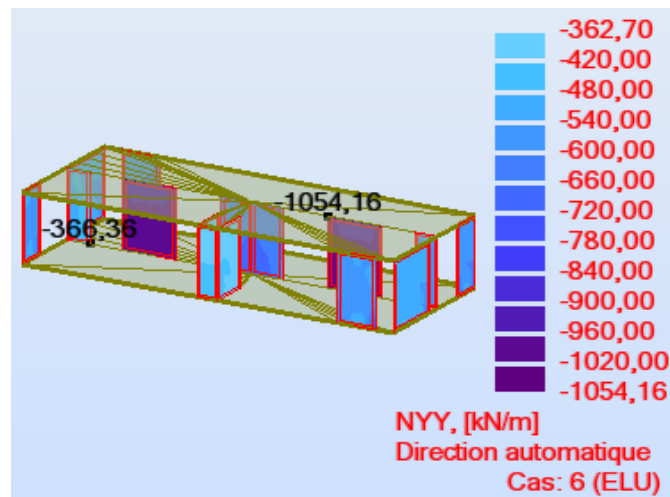


Fig.VII. 3.1: Effort normal N a l'ELU.

Moment fléchissant M:

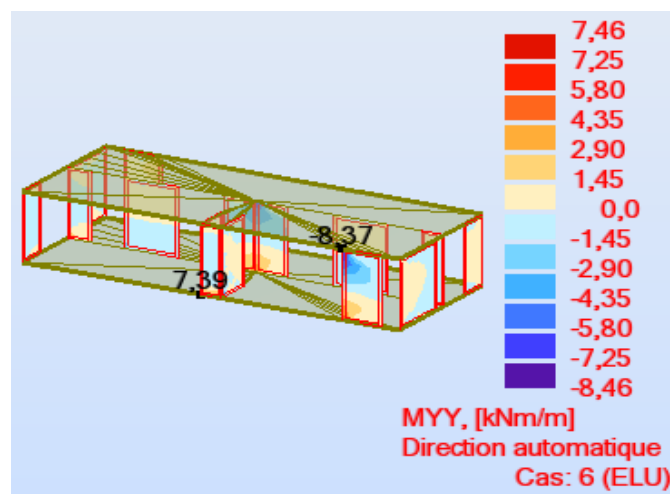


Fig.VII. 3.2: Moment fléchissant M à L'ELU.

ELS:

Effort N:

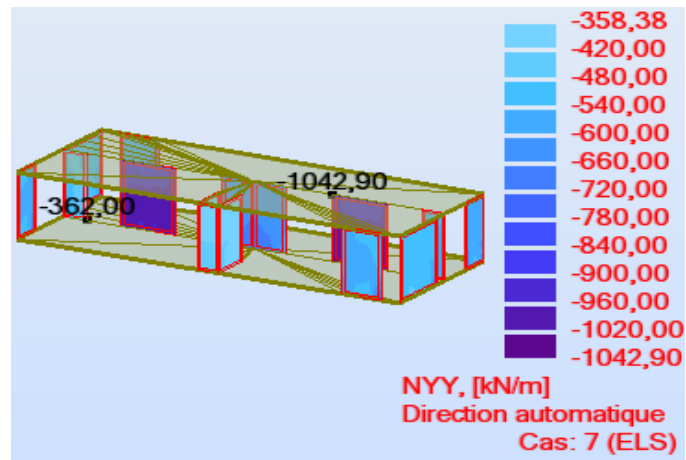


Fig.VII. 3.3: Effort normal N a l'ELS.

Moment fléchissant M:

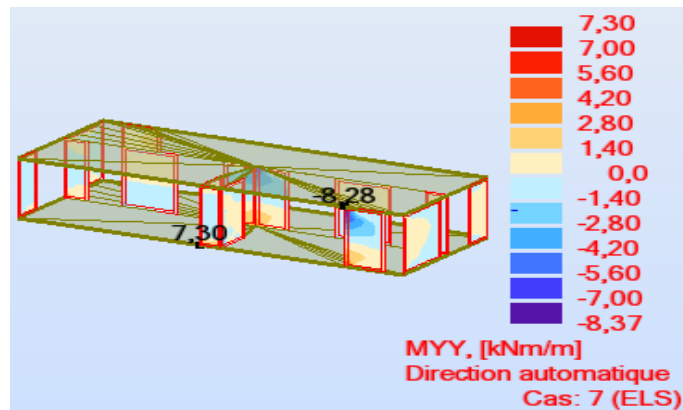


Fig.VII. 3.4: Moment fléchissant M à L'ELS.

ELA:

Effort N:

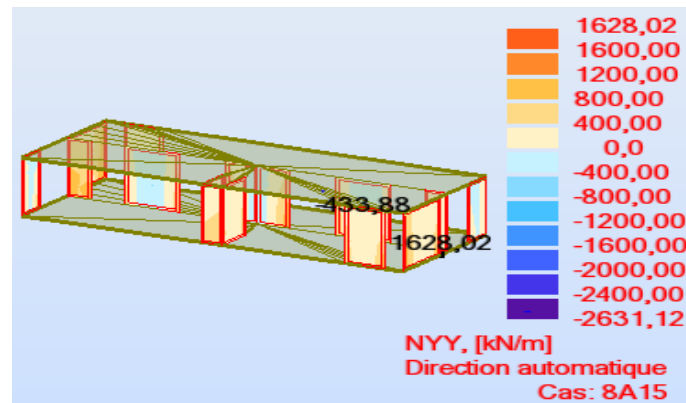


Fig.VII. 3.5: Effort normal N a l'ELA.

Moment fléchissant M:

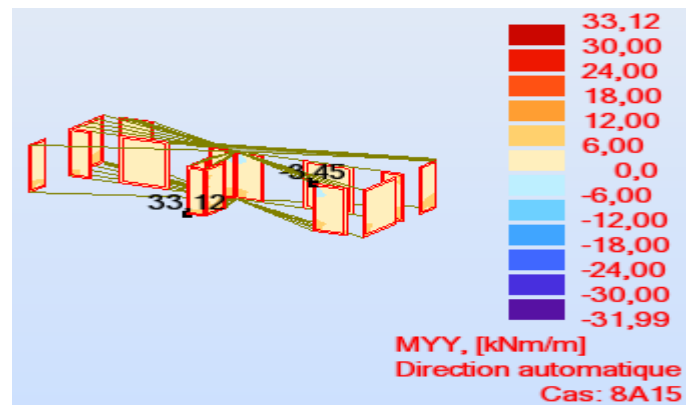


Fig.VII. 3.6: Moment fléchissant M à L'ELA.

ELU:

$$M = 7.46 \text{ KN. m}$$

$$N_{\min} = -1054.16 \text{ KN}$$

ELS:

$$M = 7.30 \text{ KN. m}$$

$$N_{\min} = -1042.90 \text{ KN}$$

ELA:

$$M = 33.12 \text{ KN. m}$$

$$N_{\min} = 1628.02 \text{ KN}$$

VI.4.1) Ferrailage des armatures verticales:

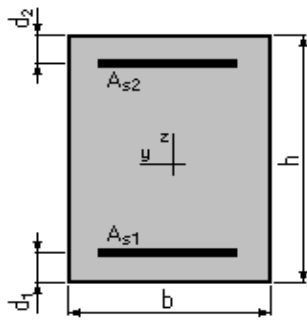
On fait le ferrailage a l'aide de ROBOT EXPERT:

a) Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

b) Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 20.0$ (cm)

$d_1 = 3.0$ (cm)

$d_2 = 3.0$ (cm)

c) Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1	ELU	-1054,16	7,46
2	ELS	-1042,90	7,30
3	ELA	1628,02	33,12

Tab.VII.3.1 : tableau des efforts appliqués.

d) Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 28,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 23,3$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,3$ (cm²)

Théorique $\sigma = 3,04$ (%)

Minimum $\sigma_{\text{min}} = 0,13$ (%)

➤ Analyse par Cas:

Cas N° 1:

Type ELU N = -1054,16(kN) M = 7,46(kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,71	Pivot: A
Position de l'axe neutre	y = - infini
Bras de levier	Z = 17,0 (cm)
Déformation de l'acier	$\sigma_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton	$\sigma_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier Tendue	$\sigma_s = 347,8$ (MPa)

Tab.VII.3.2 : Résultat d'analyse cas N°1.

Cas N° 2:

Type ELS N = -1042,90 (kN) M = 7,30 (kN.m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = - infini
Bras de levier:	Z = 17,0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_s = 0,0$ (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 201,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s \text{ lim} = 201,6$ (MPa)

Tab.VII.3.3 : Résultat d'analyse cas N°2.

Cas N° 3:

Type ELA N = 1628,02 (kN) M = 33,12 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,70	Pivot: C
Position de l'axe neutre	y = 21,0 (cm)
Bras de levier	Z = 8,6(cm)
Déformation de l'acier	$\sigma_s = 0,00$ (‰)
Déformation du béton	$\sigma_b = 3,38$ (‰)
Contrainte de l'acier comprimée	$\sigma_s' = 400,0$ (MPa)

Tab.VII.3.4 : Résultat d'analyse cas N°3.

➤ **Armatures calculées :**

$$A_{s1} = 28.5 \text{ cm}^2$$

a) Armatures minimales de RPA 99 :

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.2 \times 4.6 = 18.4 \text{ cm}^2$$

b) Le pourcentage minimal :

Donc : $A_{SV} = \max (A_s, A_{RPA}) = 28.5 \text{ cm}^2$.

Soit **20HA14**. ($A_s = 30.6 \text{ cm}^2$)

c) espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 5 \text{ cm}$.

VII.4.2) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d}$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

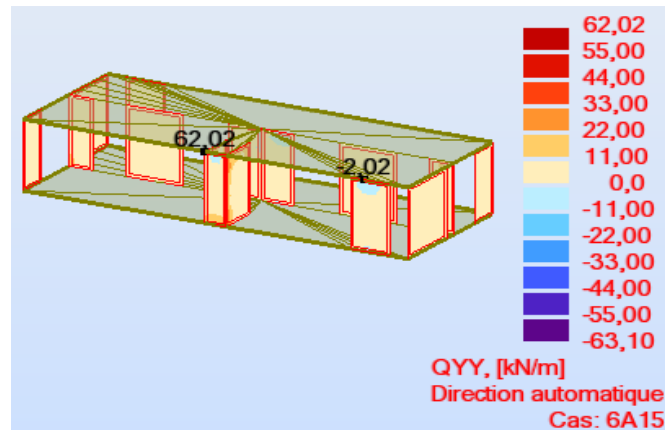


Fig.VII.4.2.1 : les voiles à l'effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T_{cal}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 63.10}{100 \times 18} = 0.49 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$0.49 > 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Calcul de l'armature horizontale resistente a l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}, \sigma_{comp}$ étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$.

0, 25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025f_{c28}$

$$\frac{A_r}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$S_t \leq \min (1.5a, 30\text{cm})$ [Article 7.7.4.3 RPA99] .

Soit: $S_t = 15\text{cm}$.

$A_t = 2.48 \text{ cm}^2$

$A_{t \min} (\text{RPA}) = 0.15\% \times b_0 \times L = 13.8\text{cm}^2$

Choix des barres 20HA10 ($A_s = 15.8\text{cm}^2$)

VII.5) Dessin de ferrailage :

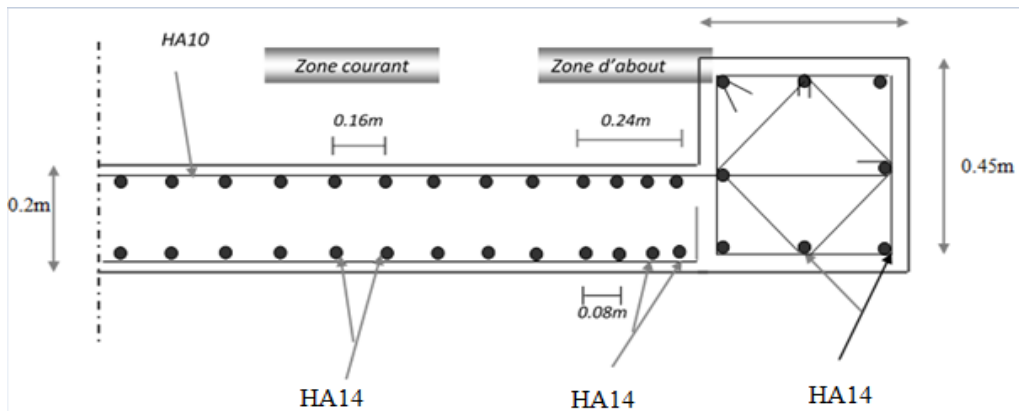


Fig.VII.5: ferrailage des voiles.

Chapitre VIII

Fondation

VIII.1) Introduction :

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ❖ le mode de contreventement de la structure (portiques).
- ❖ le type de sol (dur, ferme, meuble).

la profondeur du bon sol.

Choix du type des fondations :

Type d'ouvrage construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portance de terrain de fondation.

La charge totale transmise au sol.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

Classification des fondations :

Fondation superficielle

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Les fondations semi-profondes

- Fondation profonde (semelle sous pieux).

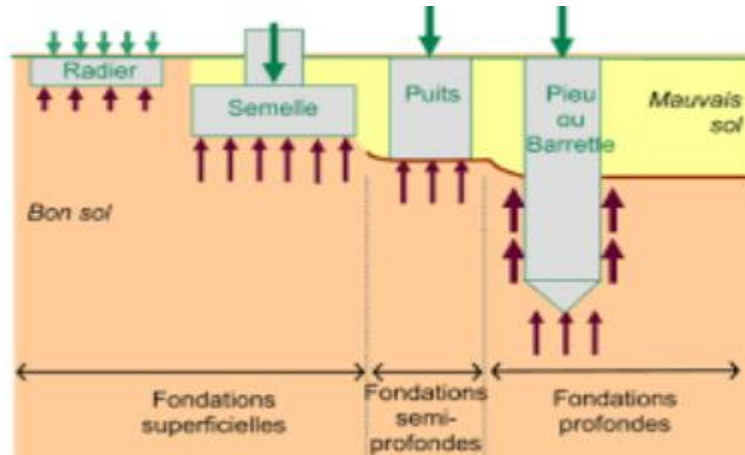


Fig. VIII.1.1: types des fondations superficielles.

➤ **Combinaisons de calcul**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1**) [1], se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

➤ **Vérification de type des semelles :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec:

N : effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte du sol =3bars

$N_{max} = -57424,98 \text{KN}$

$$S_{semelle} \leq \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \text{ Donc : } S_{semelle} \leq 191.41 \text{ m}^2$$

A l'aide de logiciel ROBOT. On a la surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 221.54 \text{m}^2$

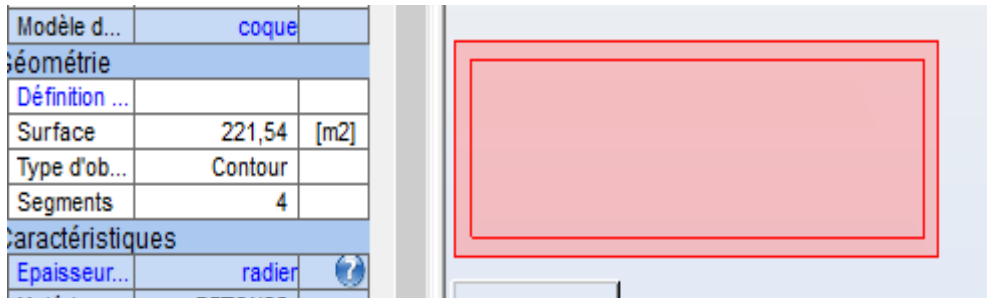


FIG. VIII.1.2: surface de radier.

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{191.41}{221.54} = 0.59$$

La surface totale des semelles isolées représente 86% de la surface du bâtiment.

Note : Vu que La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

➤ **Etude du radier:**

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présent les avantages suivants :

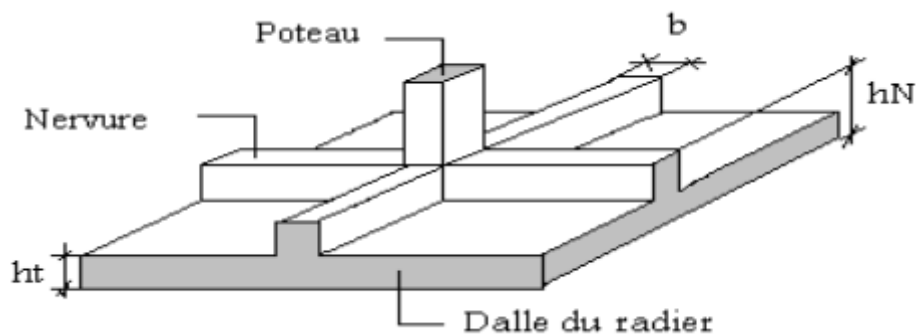


Fig. VIII.1.3: schéma du radier général.

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Rapidité d'exécution.

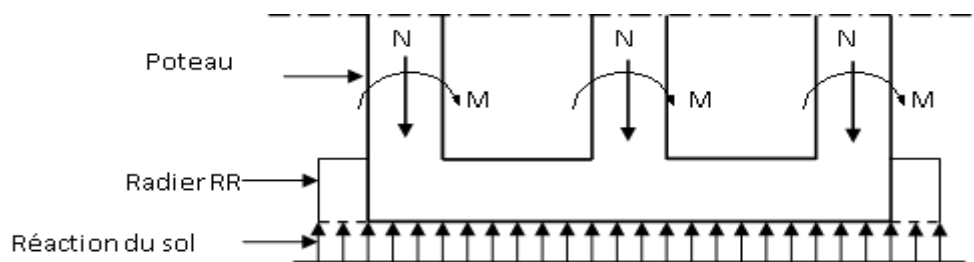


Fig. VIII.1.4: schéma statique du radier.

VIII.2) Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

a) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.20 \text{ MPa}$.

I : inertie du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol.

➤ Avec:

K= 50 MPa/m → pour un très mauvais sol.

K= 40 MPa/m → pour un sol de densité moyenne.

K= 120 MPa/m → pour un très bon sol.

Pour notre cas K= 40 MPa/m (sol de densité moyenne).

L_{max} : La longueur maximale entre les poteaux $L_{max}=5.00m$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 5.00}{3,14}\right)^4} = 0,89 \text{ m}$$

⇒ On prend $h = 100 \text{ cm}$

b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{500}{8} \leq h_r \leq \frac{500}{5} \Rightarrow 62.5 \leq H_r \leq 100 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 100 \text{ cm}$

c) Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 3.60 \text{ m}$ et $L_y = 5.00 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28}; 3MPa) = 3MPa$

b : Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire (b=1m).

avec: $\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r}$ et $T_{max} = \max(T_x; T_y)$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3.6}{5.0} = 0.72 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc : $T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)}$ et $T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{57424,98}{221.54} = 259.2 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 259.2 \cdot \frac{3.6 \times 5.0}{(2 \times (3.6 + 5.0))} \rightarrow T_x = 271.25 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 271.25 \cdot \frac{3.6}{3} \rightarrow T_y = 325.5$$

$$T_{max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{max} = \max(259.2 ; 325.5) \rightarrow T_{max} = 325.5 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9 \cdot \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{325.5}{1,0,9,3} \rightarrow h_r \geq 108.33 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : **H= 100 cm**

d) Vérification de non poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_U : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

Poteaux du centre (0,55m x 0,55m)	
P_U	228.36 t
a	0.6 m
b	0.6 m
h	1 m
U_C	6.4 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	480 t
Contrainte de cisaillement $\tau = P_U / (h \times U)$	35.79 t/m ²
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$	75,00t/m ²
Vérification	Condition vérifiée

Tab. VIII.2.1: tableau de l'impact du poteau sur la dalle du radier.

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à **h_r = 100cm**

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \text{ On prendra } h_n = \mathbf{60cm}$$

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \text{ On prendra } e = \mathbf{40cm}$$

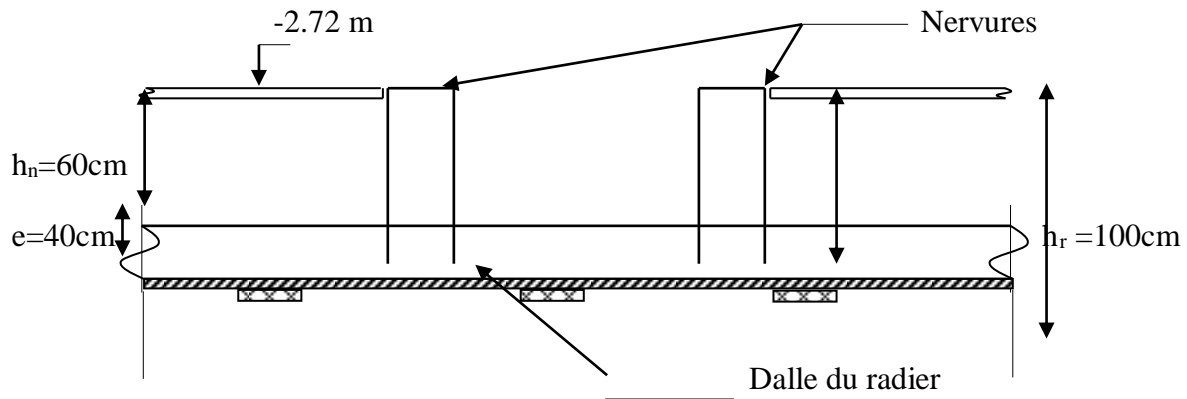


Fig. VIII.2.1: dimension du radier.

VIII.3) Vérification des contraintes dans le sol :

VIII.3. 1) Distribution des contraintes a l'ELS

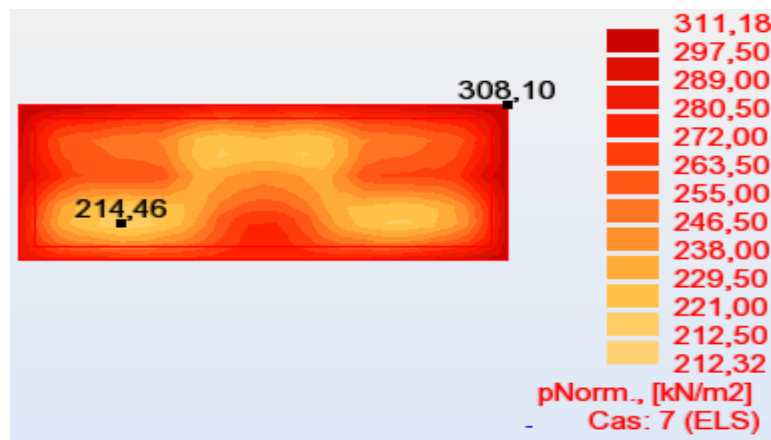


Fig. VIII.3.1.1: schéma des contraintes de sol a ELS.

$$\sigma_{max} = 3.11 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 2.12 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2.86 \text{ Bar} < 3 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Distribution des contraintes a l'ELU

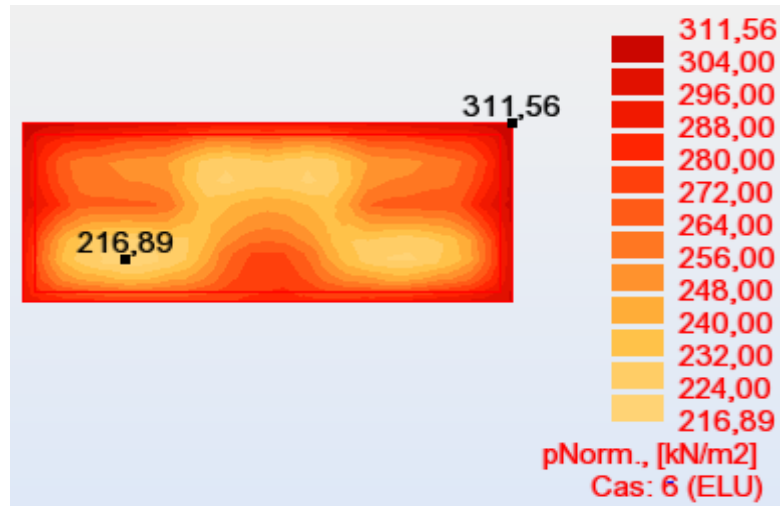


Fig. VIII.3.1.2: schéma des contraintes de sol a ELU.

$$\sigma_{max} = 3.11 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 2.16 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2.88 \text{ Bar} = 3 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.2) Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier : h = 100 cm ; e = 40cm. Surface du radier : S = 221.54 m²

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

Moment AXE xx :

ELU

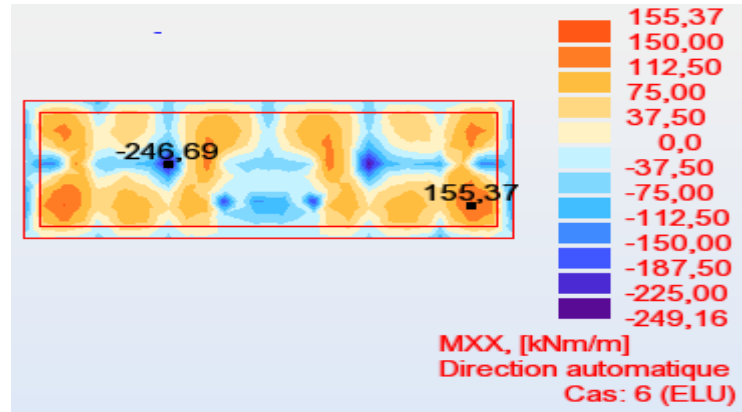


Fig. VIII.3.2.1: schéma des moments de radier sur axe xx a ELU.

ELS

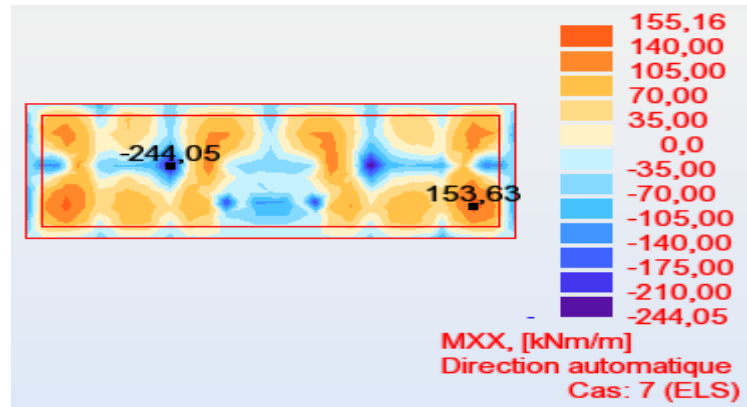


Fig. VIII.3.2.2: schéma des moments de radier sur axe xx a ELS.

Moment AXE yy :

ELU

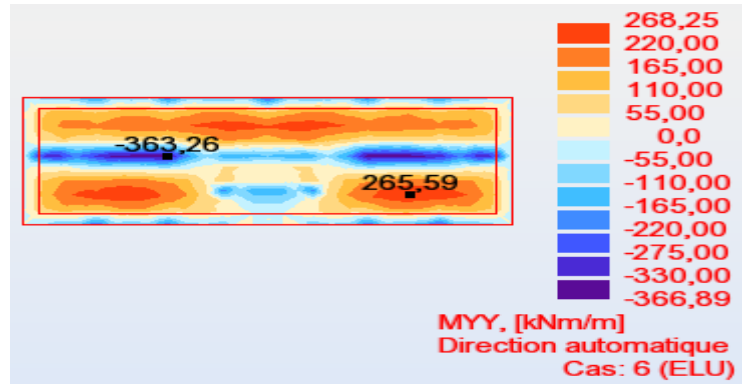


Fig. VIII.3.2.3: schéma des moments de radier sur axe yy a ELU.

ELS

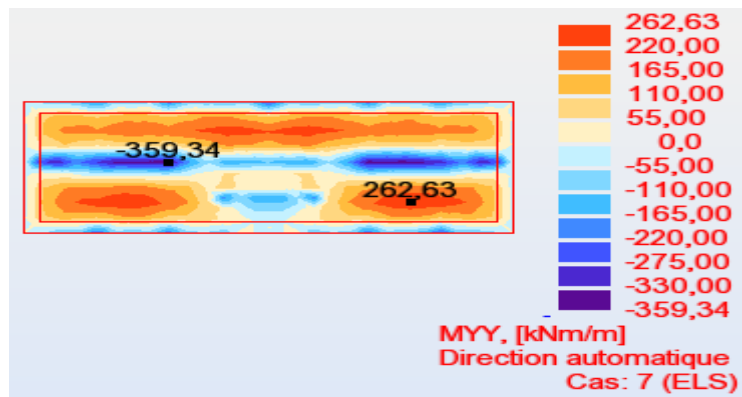


FIG. VIII.3.2.4: schéma des moments de radier sur axe yy a ELS.

Sollicitation du radier d'après robot :

Sens x-x	E.L.U	E.L.S
$M_{TRAV}(KN.m)$	155.37	155.16
$M_{APP}(KN.m)$	-249.16	-244.05

Sens y-y	E.L.U	E.L.S
$M_{TRAV}(KN.m)$	268.25	262.63
$M_{APP}(KN.m)$	-366.89	-359.34

TAB. VIII.3.2.1: les différentes sollicitations sur le radier.

VIII.4) Ferrailage du radier :

-Le radier se calcul comme un plancher renversé.

-sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

Calcul des armatures :

Sens X-X :

-En travée (ELU):

$$M_u = 155.37 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9.40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.084 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,955$$

- Détermination des armatures :

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{155.37}{348 \times 0,955 \times 36} = 12.98 \text{ cm}^2/ml$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{min}) = 12.98 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$(8T16/m_L \longrightarrow A = 16.08\text{cm}^2/m_L)$$

-En travée

ELS:

$$M_{tyy}^{ser} = 155.16 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u \cdot (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 8.25 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 185064\text{cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.08$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.92\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6.92\text{MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'**E.L.U** conviennent

-En appuis

ELUR:

$$M_u = -249.16\text{KN.m} ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.135\mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \alpha = 0,183; \beta = 0,926 A_u^a = 21.47 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{min}) = 21.47\text{cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$(8T16/ml+8T12 \text{ renforcement} \Rightarrow A = 25.12\text{cm}^2/ml)$$

En appuis

ELS :

$$M_{axx}^{ser} = -244.05\text{KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 9.76 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 288627 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.084$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 8.25 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 8.25\text{Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

Sens Y-Y:

-En travée (ELU):

$$M_u = 268.25\text{KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 40 \rightarrow d = 36\text{cm.}$$

$$\mu = 0,146 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92.$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{268.25}{348 \times 0,92 \times 36} = 23.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 23.26 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T16+8T12 \text{ renforcement /ml}) \Rightarrow A = 25.12 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

-En travée

ELS :

$$M_{tyy}^{ser} = 262.63 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁): n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 10.17 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁): n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 306816.57 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.085$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 8.70 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 8.70 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L.U conviennent.

-En appuis (ELUR) :

$$M_u = -366.89 \text{ KN.m} ; d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0.199\mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad \alpha = 0,281; \quad \beta = 0,887 A_u^a = 32.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 32.01 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T16+8T16 \text{ reinforcement cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = 32.2 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

En appui

ELS :

$$M_{tyy}^{ser} = -359.34 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁): n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u \cdot (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 11.30 \text{ cm}.$$

Calcul (I₁): n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u \cdot (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 402705 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.089$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 10.09 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow 10.09 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{C. V}$$

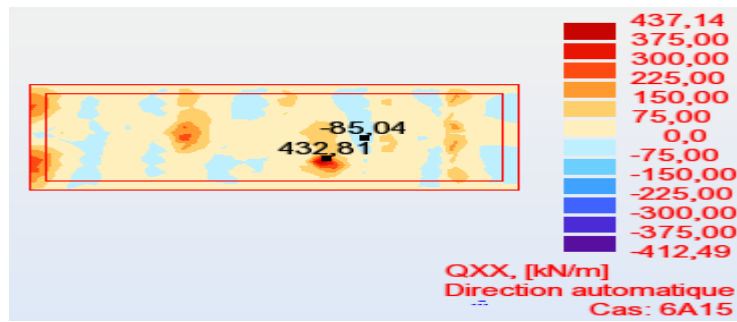
Donc les armatures de l'E.L.U conviennent

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

La fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Sens XX :

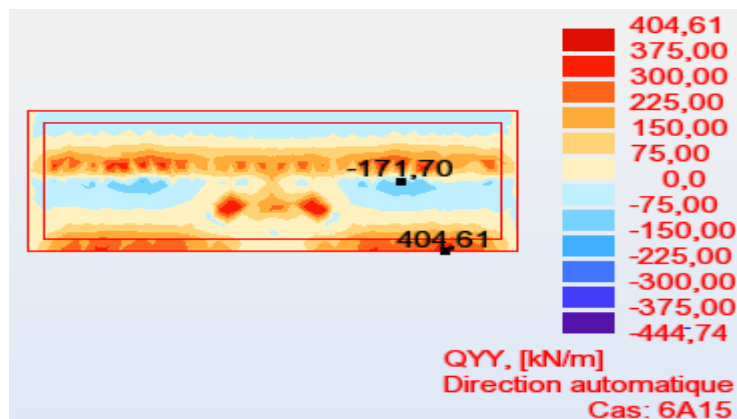


$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 437.14 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{437.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

Sens YY :



$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 425.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{444.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **VIII.5) Calcul les poutres de libage (nervure) :**

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée).

➤ **Poutres :**

ELU :

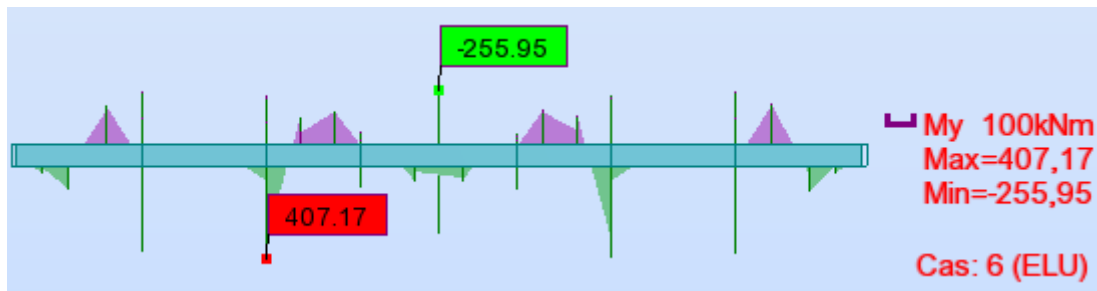


Fig. VIII.5.1:Schéma des moments sur les nervures a ELU.

ELS :

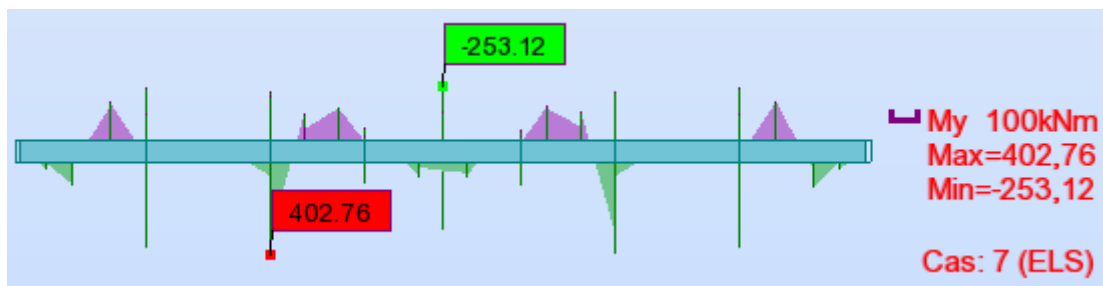


Fig. VIII.5.2:Schéma des moments sur les nervures A ELS

a)-Poutres principales :

En travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 407.17 \text{ KN.m} \\ M_s^t = 402.76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En appuis : $M_u^t =$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^a = -255.95 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -253.12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage des poutres :**

• **Etat limite ultime (ELU) :**

En travée :

$$M_u^t = 407.17 \text{ KN.m} \quad b = 30 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} \quad d = 0.9 \cdot h = 54 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{407.17}{14,17 \times 30 \times 54^2} = 0.328$$

$$\mu = 0,328 \leq \mu = 0.372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348MPa \alpha = 0,518\beta = 0,792$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{407.17}{348 \times 0,792 \times 54} = 27.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23.30.0,9.60. \frac{2,1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) = 27.34 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(14T16/ml \Rightarrow A = 28.14 \text{ cm}^2/ml)$$

- **En appui :**

$$M_u^a = -255.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{255.95}{14,17 \times 30 \times 54^2} = 0,206$$

$$\mu = 0,206 \leq \mu = 0.372 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348MPa \alpha = 0.292\beta = 0,883$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{255.95}{348 \times 0,883 \times 54} = 15.43 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23.30.54. \frac{2,1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) = 15.43 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$(12T14/ml \Rightarrow A = 18.36 \text{ cm}^2/ml)$$

En travée

ELS :

$$M_{tyy}^{ser} = 402.76 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁): n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 19.65 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁): n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 722741 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.055$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 10.95 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 10.95 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

En appui

ELS :

$$M_{tyy}^{ser} = -253.12 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁): n = 15

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 16.55 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁): n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 445372 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.056$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 9.40 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow 9.40 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

➤ **Vérification au cisaillement :**

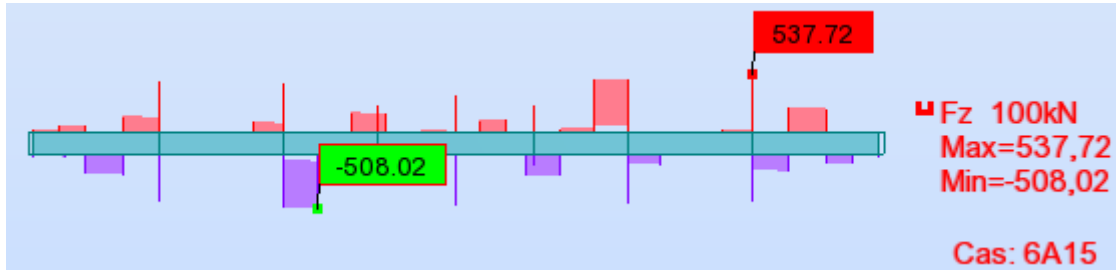


Fig. VIII.5.3:schéma des efforts tranchants sur les nervures a ELU.

La fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28}; 3MPa) = 3MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 537.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{537.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.98MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \Rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

D'après les recommandations données par le rapport géotechnique la fondation optée pour notre structure est de type superficielle (radier général nervuré).

Après avoir vérifié les conditions on a opté un radier nervuré.

La dalle est placée en zone comprimée renforce par les poutres, qui de ce fait, sont en forme de (T) renversé ce qui donne une grande rigidité au radier.

VIII.6) Dessin ferrailage :

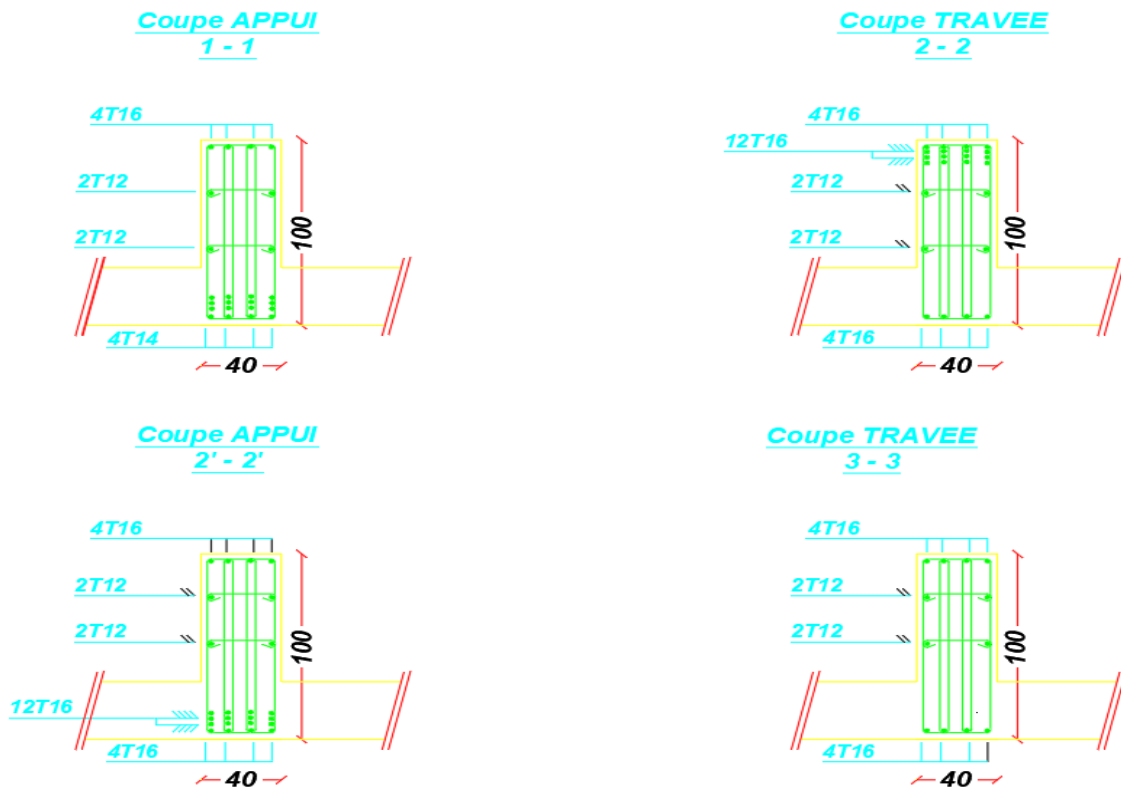


Fig. VIII.6: Dessin ferrailage radier nervure.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part, de concrétiser et mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de licence et de master et d'acquérir, d'autre part, les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que le RPA (99/version 2003); BAEL91; la pratique des logiciels ROBOT ,Auto CAD, RDM 6, etc. Ainsi, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes:

- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure, pour avoir un comportement proche du réel;
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, et influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes;
- Il est nécessaire d'équilibrer entre la résistance et l'économie. Il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité totale de la structure tout en assurant l'économie qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage;
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux; ces dernier ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal;
- Le radier 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.

Pour conclure, on doit dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience très bénéfique, car elle est considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux certes différents mais complémentaires et qui sont le domaine académique universitaire et la vie professionnelle.