



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
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

N° d'ordre : M /GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT D'HABITATION EN BETON ARME RDC +12
ETAGES + 2 S-SOL EN (PORTIQUE-VOILE) SELON LE B.A.E.L 91 ET
LE RPA 99 / 2003

Présenté par :

1. M^r. ABED Abdelhakim.
2. M^r. ABDALLAOUI Alaa eddine.

Soutenu le 24/ 08/ 2020 devant le jury composé de :

Président : M^{me}. LAREDJ Nadia

Examineur : M^r.MALIKI Mustapha.

Encadreur: M^r. BESSAI Touhami.

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur BESSAI Touhami, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nos a transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de Béton Armé.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants du département de génie civil ; et le Groupe du Bibliothèque.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

A mes très chers parents
aucune dédicace ne saurait exprimer
l'affection et l'amour que j'éprouve envers vous
puisse ce travail soit la récompense de vos soutiens moraux
et tous les sacrifices que vous avez imposé
pour assurer mon bien être et mon éducation grand frère L'architecte Mohamed El-Amine
que dieu vous accorde santé, bonheur et longue vie.
A mon petit frère Zohir.
A mon grand frère L'architecte Mohamed El-Amine.
A toute ma famille.
A mes copins.
A mon binôme Alaà eddine.
Qui me supporte et m'aide continuellement

Abed Abdelhakim

Dédicace

À mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

À mes chers frères et sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

À tous mes amis sans exception,

À mon binôme Hakim

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infallible,

Merci d'être toujours là pour moi.

Abdallaoui Alaa Eddine.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de deux sous-sol, un rez de chaussée + mezzanine + 12 étages, qui sera implanté dans la wilaya de Oran , classée en zone IIa.

Dans le présent travail, nous avons abordé le prédimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, l'étude dynamique réalisé par ROBOT BAT et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة شكل غير منتظم مكونة من طابقين تحت أرضيين و طابق أرضي واثني عشر طابقا علويا يتم إنجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa .

في العمل التالي ,تناولنا الأبعاد الأولية للعناصر ,دراسة البلاطات والأجزاء الثانوية من البناية ,الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة ROBOT BAT وتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية.هذا مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات BAEL91 و القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99/2003

Summary

This project presents a detailed study of an irregular shaped multipurpose building consisting of a two basement, a ground floor + mezzanine + 12 floors, which will be located in the wilaya of Oran, classified zone IIa.

In the present work, we have dealt with the presizing of the various elements, the study of the floors and the secondary elements, the dynamic assessment carried out by ROBOT BAT as well as the reinforcement of the various elements of the structure, taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Liste des symboles

- ✓ ELU : Etat limite de résistance
- ✓ ELS : Etat limite de service
- ✓ G : Charge permanents
- ✓ $Q ; P$: Charge d'exploitation
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone.
- ✓ A_s : Aire d'une section d'acier.
- ✓ A_t : Section d'armatures transversales.
- ✓ B : Aire d'une section de béton.
- ✓ ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- ✓ γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- ✓ σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- ✓ σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- ✓ $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- ✓ τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ✓ τ : Contrainte tangentielle.
- ✓ β : Coefficient de pondération.
- ✓ σ_{sol} : Contrainte du sol.
- ✓ σ_m : Contrainte moyenne.
- ✓ ξ : Déformation relative.
- ✓ V_0 : Effort tranchant a la base.
- ✓ N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- ✓ N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- ✓ T_u : Effort tranchant ultime.
- ✓ T : Effort tranchant, Période.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ λ : Elancement.
- ✓ e : Epaisseur.
- ✓ F : Force concentrée.
- ✓ f : Flèche.
- ✓ \bar{f} : Flèche admissible.
- ✓ D : Fiche d'ancrage.
- ✓ L : Longueur ou portée.
- ✓ L_f : Longueur de flambement.
- ✓ W : Poids total de la structure.
- ✓ d : Hauteur utile.
- ✓ F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ✓ M_u : Moment à l'état limite ultime.
- ✓ M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ M_a : Moment sur appuis.

- ✓ M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- ✓ I : Moment d'inertie.
- ✓ f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- ✓ f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- ✓ I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- ✓ I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- ✓ M : Moment, Masse.
- ✓ E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- ✓ E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- ✓ E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- ✓ P : Rayon moyen.
- ✓ f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- ✓ f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- ✓ F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- ✓ K : Coefficient de raideur de sol.
- ✓ δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- ✓ Y : Position de l'axe neutre.
- ✓ I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Fig I. 1 : Vue en plan d'un étage courant	2
Fig I.2 : Plancher corp creux.....	2
Fig I.3 : Plancher dalle pleine.....	3
Fig I. 4: Poutre en béton armé.....	3
Fig I. 5: Poteau.....	4
Fig I. 6: Diagramme contrainte-déformation de calcul du béton (E.L.U).....	8
Fig I. 7: Diagramme contrainte-déformation de calcul du béton (E.L.U).....	8
Fig I. 8: Diagramme contrainte-déformation d'acier	9
Fig I. 9: Diagramme contraintes-déformations de l'acier a L'ELUR.....	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Fig II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
Fig II.2 : Dimension des poutrelles	16
Fig II. 3 :Dimension d'un panneau de dalle	17
Fig II. 4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	19
Fig II. 5 : Coupe transversale du plancher étage courant	20
Fig II.6 : Coupe transversale du plancher sous-sol	20
Fig II.7 : Détail des constituants d'un mur extérieur.....	21
Fig II. 8: Section réduite du béton.....	24
Fig II. 9 : Schéma de la loi de dégression.....	25
Fig II.10 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	27
Fig II.11 : Coupe de Voile.....	33

Chapitre III : Etude des planchers

Fig III. 1 : Section de calcul.....	35
Fig III.2 : : Les différents types des poutrelles.....	38
Fig III.3: Schéma statique de poutrelle type 2.....	40
Fig III.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 2 ^{ème} type de poutrelle.....	43
Fig III. 5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2 ^{ème} type de poutrelle...	43
Fig III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2 ^{ème} type de poutrelle.....	43
Fig III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS du 2 ^{ème} type de poutrelle.....	43
Fig III.8 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 3 ^{ème} type de poutrelle....	44
Fig III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 3 ^{ème} type de poutrelle....	44
Fig III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 3 ^{ème} type de poutrelle.....	44
Fig III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS du 3 ^{ème} type de poutrelle.....	44
Fig III.12 : Section de calcul	49
Fig III.13 : Section de calcul en travée.....	49
Fig III.14 : L'influence de l'effort tranchant.....	51
Fig III.15 : Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.....	57
Fig III.16: Dimensions d'un panneau de dalle pleine.....	58
Fig III.17 Hypothese de calcul.....	59
Fig III.18 Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.....	59
Fig III.19 : Enrobage.....	60
Fig III.20 : Disposition des armatures de la nappe inférieure.....	60
Fig III. 21: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec	

diagrammes des moments fléchissant	61
Fig III.22 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés	61
Fig III.23 : Section de calcul en travée (x-x).....	64
Fig III.24 : Section de calcul en travée (y-y).....	67
Fig III.25 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine	75

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Fig IV.1 : Les éléments constitutifs d'un escalier	76
Fig IV.2 : Coupe AA	77
Fig IV.3 : Vue en plan de la cage d'escalier	78
Fig IV.4 : Schémas de la paillasse	79
Fig IV.5 : Schémat statique de volée 1 et 3 en ELU.....	81
Fig IV.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	82
Fig IV.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	82
Fig IV.8 : Section de calcul.....	83
Fig IV.9 : Section de calcul.....	83
Fig IV.10 : Schémas statique de volée 1 et 3 en ELS	84
Fig IV.11 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	85
Fig IV.12 : Schémas statique de volée 02.....	87
Fig IV.13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	87
Fig IV.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	88
Fig IV.15 : Section de calcul.....	88
Fig IV.16 : Section de calcul	89
Fig IV.17 : Schémas statique de volée 02.....	90
Fig IV.18: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	90
Fig IV.19 : ferrailage d'escalier (Volée 02).....	92
Fig IV.20 : ferrailage d'escalier (Volée 01 et 03).....	93
Fig IV.21 : schéma statique de l'acrotère.....	94
Fig IV.22 : Diagramme des efforts à l'acrotère.....	96
Fig IV.23 : Section de calcul.....	96
Fig IV.24 : Position de centre de pression.....	98
Fig IV.25 : Ferrailage de l'acrotère.....	101
Fig IV.26 : Coupe sur balcon.....	101
Fig IV.27 : Schéma statique du balcon.....	103
Fig IV.28 : Section de calcul.....	104
Fig IV.29 : Schéma du balcon avec un contre poids.....	106
Fig IV.30 : Ferrailage des balcons.....	107

Chapitre V : Etude sismique

Fig V.1: Interface de Robot Bat	110
Fig V.2 : Spectre de réponse.....	117
Fig V.3 : Disposition des voiles du 1 ^{er} model.....	118

Chapitre VI : Etude des portiques

Fig VI.1: Section de calcul en travée.....	126
Fig VI.2: Section de calcul en appuis.....	128
Fig VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	132
Fig VI.4 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	133
Fig VI.5: La zone nodale.....	134
Fig VI. 6: Espacement entre les armatures longitudinales.....	135
Fig VI.7 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	136
Fig VI.8 : Section réduite du béton	138
Fig VI.9 : Schéma statique	139
Fig VI.10: Schéma statique	141
Fig VI.11 : Section réduite du béton	142
Fig VI.12: Schéma statique	143
Fig VI.13: Schéma statique	145
Fig VI.14: Ferrailage du poteau (50× 60).....	150
Fig VI.15: Ferrailage du poteau (45× 55).....	151
Fig VI.16: Ferrailage du poteau (40× 50).....	151
Fig VI.17: Ferrailage du poteau (30× 40).....	152

Chapitre VII : Etude des voiles

Fig VII.1: Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein.....	154
Fig VII.2 : Les sollicitations de calcul du voile.....	154
Fig VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	155
Fig VII.4 : Voile le plus défavorable.....	157
Fig VII.5 : Section de calcul	157
Fig VII.6 : Schéma des contraintes appliquées sur voile au 1 ^{er} cas.....	158
Fig VII.7 : Section de calcul.....	160
Fig VII.8 : Schéma des contraintes appliquées sur voile au 2 ^{ème} cas.....	161
Fig VII.9 : Ferrailage du voile de contreventement.....	164
Fig VII.10 : Contrainte du voile.....	165
Fig VII.11 : Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.....	166
Fig VII.12 : Section de calcul en travées.....	168
Fig VII.13 : Section de calcul en travées.....	170
Fig VII.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	172

Chapitre VIII : Etude des fondations

Fig VIII.1 : Semelle isolée.....	174
Fig VIII.2 : Schéma du radier général.....	175
Fig VIII.3 : Dimension du radier	178
Fig VIII.4 : Dimension de la poutre	178
Fig VIII.5 : Distribution des contraintes sous le radier.....	180
Fig VIII.6 : Encrage de la structure.....	182
Fig VIII.7 : Enrobage de la dalle du radier.....	183
Fig VIII.8 : Section de calcul dans le sens x-x	184
Fig VIII.9 : Section de calcul dans le sens x-x	185
Fig VIII.10 : Section de calcul dans le sens y-y.....	187
Fig VIII.11 : Section de calcul dans le sens y-y.....	189
Fig VIII.12 : Ferrailage de la dalle.....	190
Fig VIII.13 : Schéma statique du débordement.....	191
Fig. VIII.14 : Section de calcul du débord.....	191
Fig. VIII.14 Distribution des charges sur les poutres principales.....	193
Fig VIII.16 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.....	193
Fig VIII.17 : Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.....	194
Fig VIII.18 : Diagramme des moments fléchissant de la poutre secondaire.....	194

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1	Tableau des sections des poutres	15
Tableau II.2	Charges du plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.3	Charges du plancher étage courant.....	20
Tableau II.4	Charges du plancher de sous-sol.....	21
Tableau II.5	Charges du mur extérieur.....	22
Tableau II.6	Charge de mur intérieur.....	22
Tableau II.7	Tableau récapitulatifs des charges et surcharges.....	26
Tableau II.8	Calculs des poteaux.....	31
Tableau II.9	Vérification condition de flambement et RPA99v2003.....	32

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1	Différentes charges des poutrelles.....	37
Tableau III.2	les méthodes utilisées pour les trois types.....	39
Tableau III.3	Calcul des moments isostatiques.....	41
Tableau III.4	Résultats de calculs à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant.....	45
Tableau III.5	Résultats de calculs à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant.....	45
Tableau III.6	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant...	46
Tableau III.7	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant...	46
Tableau III.8	Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la mezzanine.....	46
Tableau III.9	Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la mezzanine.....	47
Tableau III.10	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du mezzanine.....	47
Tableau III.11	Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la mezzanine.....	47
Tableau III.12	Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse inaccessible.....	48
Tableau III.13	Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse inaccessible.....	48
Tableau III.14	Ferraillage des poutrelles.....	57
Tableau III.15	Combinaisons fondamentales du plancher RDC et s-sol	60
Tableau III.16	Calcul des sollicitations en sens x-x	62
Tableau III.17	Calcul des sollicitations en sens y-y	63
Tableau III.18	Récapitulatif des sollicitations maximales du type 01.....	63

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau V.1	Charges permanentes et surcharge de la paillasse.....	79
Tableau V.2	Charges permanentes et surcharges du palier.....	80
Tableau V.3	Les dimensions de l'escalier.....	81
Tableau V.4	Les efforts agissent sur le Volée N°1et 3.....	82
Tableau V.5	Les efforts agissent sur le Volée N°1et 3.....	85
Tableau V.6	Les efforts agissent sur le Volée N°02.....	88
Tableau V.7	Les efforts agissent sur le Volée N°02.....	91
Tableau V.8	Charges permanentes du balcon.....	102

Chapitre V : Etude sismique

Tableau VI.1	Valeurs des pénalités P_q	116
Tableau VI.2	Périodes et facteur de participation massique du 1 ^{er} model.....	118
Tableau VI.3	Tableau d'Effort tranchant à la base	119
Tableau VI.4	Déplacements relatifs de tous les niveaux.....	120
Tableau VI.5	Vérification de l'effort P.....	122

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI.1	Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants	125
Tableau VI.2	Tableau récapitulatif de ferrailage des blocs.....	132
Tableau VI.3	Tableau récapitulatif des sollicitations	137
Tableau VI.4	Tableau récapitulatif	150

Chapitre VII : Etude des voiles

Tableau VII.1	Tableau récapitulatif des sollicitations max.....	157
Tableau VII.2	Tableau récapitulatif des sollicitations max.....	167

Chapitre VIII : Etude des fondations

Tableau VIII.1	Dimension des poutres	178
Tableau VIII.2	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées	183
Tableau VIII.3	Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].....	193
Tableau VIII.4	Tableau récapitulatif des sollicitations	194
Tableau VIII.5	Tableau récapitulatif des sections des armatures.....	199

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction	1
I.2 : Présentation de l'ouvrage	1
I.3 : Caractéristiques géométriques.....	1
I.4 : Conception de la structure	2
I.4.1 : Ossature de l'ouvrage	2
I.4.2 : Plancher	2
I.4.2.1 : Planchers en corps creux	2
I.4.2.2 : Dalle pleine en béton armé	2
I.4.3 : Poutres	3
I.4.4 : Poteaux	3
I.4.6 : Escalier	3
I.4.7 : Les Revêtements	4
I.4.8 : Acrotères	4
I.4.9: Gaine d'ascenseurs	4
I.4.10 : Fondation	5
I.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.5.1 : Béton	5
I.5.1.1 : Résistance caractéristique à la compression	5
I.5.1.2 : Résistance caractéristique à la traction.....	6
I.5.1.3 : Module de déformation longitudinale du béton.....	6
I.5.2 : Acier	8
I.5.2.1 :Contrainte de calcul de l'acier (σ_s)	8
I.5.2.2 : Limite d'élasticité	11
I.5.2.3 : La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S	11
I.5.2.4 : Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.1 : Introduction	13
II.2 : Pré-dimensionnement des poutres	13
II.3 : Pré-dimensionnement des planchers	15
II.3.1 : Plancher à corps creux	15
II.3.2 : Plancher à dalle pleine	17
II.4 : Descente de charge	19
II.4.1 : Plancher terrasse inaccessible	19
II.4.2 : Plancher étage courant	20
II.4.3 : Dalle pleine du sous-sol	20
II.4.4 : Maçonnerie.....	21
II.5 : Pré-dimensionnement des poteaux	22
II.5.1 : Méthode de calcul.....	22
II.5.2. Loi de dégression.....	24
II.5.2.1. Application de la loi de dégression	24
II.5.3. Calcul de la section du poteau.....	27
II.5.3.1. Détermination de la surface afférente.....	27
II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 10 ^{ème} étage	28
II.6 : Pré-dimensionnement des voiles	32
II.6.1 : Voile de contreventement	32
II.6.2 Voile périphériques.....	33

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Etude du plancher.....	35
III.1.1 : Introduction	35
III.1.2. Dimensionnement du plancher.....	35
III. 2.1. Dimensionnement des poutrelles	37
III.2.2. Méthodes de calcul	38
III.2.3 : Ferrailage des poutrelles.....	49
III.2.4: Calcul des armatures transversales	50
III.2.5 : Calcul de la flèche	53
III.3 : Plancher à dalle pleine	58
III.3.1. Méthode de calcul	58
III.3.2. Calcul des sollicitations	61
III.3.3. Calcul du ferrailage.....	63
III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement.....	70
III.3.5. Vérification de la flèche.....	71

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1 : Escaliers	76
IV.1.1 Introduction	76
IV.1.2 : Eléments constitutifs	76
IV.1.3 : Pré-dimensionnement	78
IV.1.3.1 : Descente de charges	79
IV.1.4 : Calcul du ferrailage	81
IV.2 : Etude de l'acrotère.....	94
IV.2.1 Définition.....	94
IV.2.2 Calcul de ferrailage.....	95
IV.2.3 Détermination des sollicitations.....	95
IV.2.4 Détermination de la section des armatures.....	96
IV.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement.....	100
IV.3 Etude des balcons.....	101
IV.3.1 Descente de charges.....	102
IV.3.2 Calcul du ferrailage.....	103
IV.3.3.Le contre poids	106

Chapitre V : Etude sismique

V.1 : Introduction	108
V.2 : Etude sismique.....	108
V.2.1 : Modélisation de la masse.....	108
V.2.2 : Modélisation de la structure étudiée.....	108
V.3 : choix de la méthode de calcul.....	111
V.3.1 : La Méthode statique équivalente.....	111
V.3.2 : Les méthodes dynamiques.....	113
V.4 : Calcul de la résultante des forces	115
V.5 : Spectre de réponse de calcul.....	117
V.6 : Etude des variantes	118
V.6.1 : Etude du premier Modèle	118
V.7 : La résultante des forces sismiques.....	119
V.8 : Calcul et vérification des déplacements.....	120
V.9: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9).....	121
V.10 : Conclusion.....	122

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1 : Introduction	123
VI.2 : Définition	123
VI.2.1 : Poteaux	123
VI.2.2 : Poutres	123
VI.3 : Ferrailage des portiques	123
VI.3.1 : Combinaison d'actions	123
VI.3.2 : Ferrailage des poutres	124
VI.3.3 : Ferrailage des poteaux	132

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1 : Introduction	153
VII.2 : Les voiles de contreventement	153
VII.2.1 : Calcul de ferrailage du voile de contreventement	157
VII.3 : Voile périphérique	164
VII.3.1 : Détermination des sollicitations	164
VII.3.2 : Calcul de ferrailage du voile périphérique.....	168

Chapitre VIII : Etude des fondations

VIII.1 : Introduction	173
VIII.2 : Calcul des semelles	173
VIII.3 : Etude du radier	175
VIII.3.1: Pré-dimensionnement du radier	175
VIII.3.2 : Pré dimensionnement des poutres	178
VIII.3.3 : Détermination des sollicitations	178
VIII.4 : Ferrailage du radier	182
VIII.4.1: Ferrailage de la dalle	182
VIII.4.2 : Ferrailage du débordement	190
VIII.4.3 : Ferrailage des nervures	192

Introduction Générale

Introduction générale

Au fil des années, l'Algérie s'est trouvée face à une explosion démographique ce qui a mené le gouvernement à lancer de grands projets d'habitat. La construction des bâtiments a connu un développement rapide, en adoptant de nouvelles techniques de constructions pour améliorer le comportement des structures de bâtiments. La croissance et la concentration démographique a fait que la construction verticale soit privilégiée pour des surfaces en plan réduites.

L'Algérie comme d'autres pays méditerranéens est exposée à une activité sismique importante. Cette dernière peut causer des dégâts importants surtout dans le cas d'une construction d'une grande hauteur. Pour cela, dans cette étude, il faut suivre les normes et appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage. Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple comportant deux sous-sol, un RDC, un Mezzanine et 12 étages réalisés à Oran. Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre, consacré pour les généralités
- Le deuxième chapitre, qui consiste le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des planchers.
- Le quatrième chapitre, pour le l'étude des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le sixième chapitre, pour l'étude des portiques.
- Le septième chapitre, pour l'étude des voiles.
- Le huitième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

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

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction:

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles.

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage présent consiste à étudier et à calculer les éléments structuraux d'une tour en béton armé de R+12 composé d'un :

- Deux sous-sol destiné à être comme parking sous terrain.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Mezzanine destiné à être comme des bureaux.
- Du 1^{er} au 12^{ème} étage à usage d'habitation.

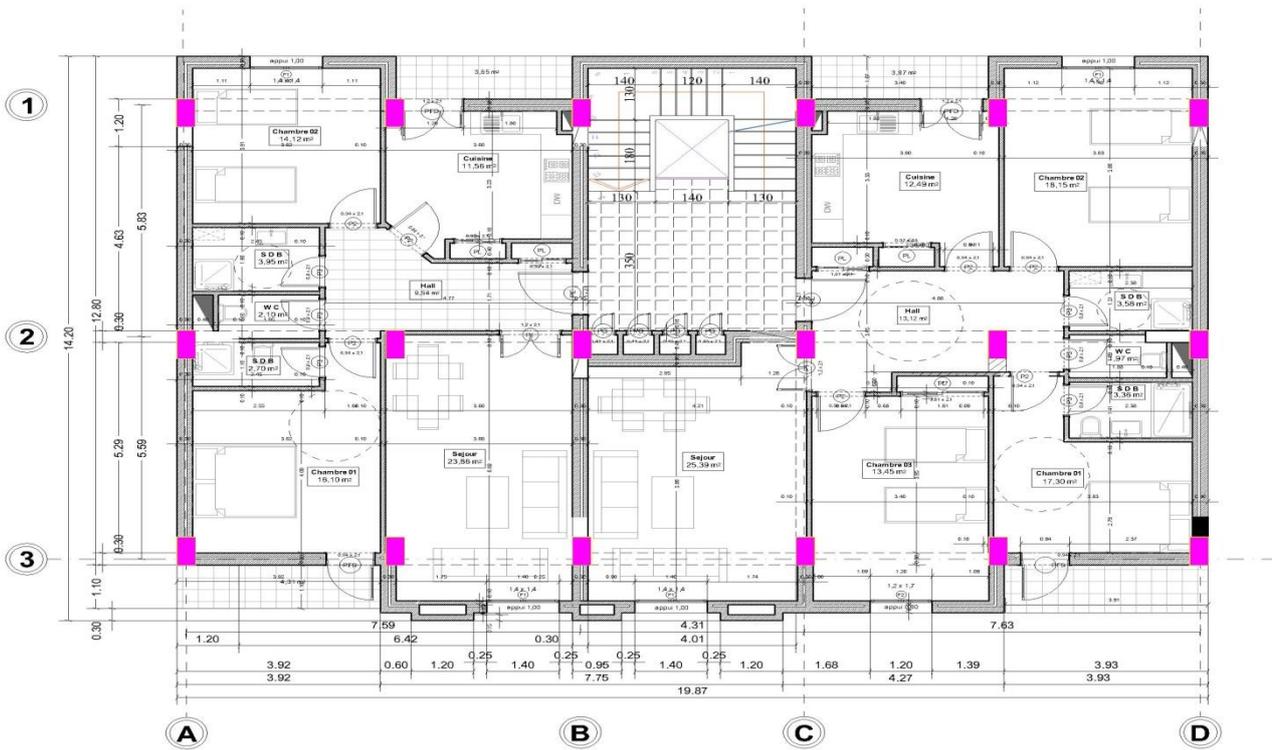
Ce bâtiment, est implanté a ORAN, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) , puisque cette ouvrage est à usage d'habitation collective et sa hauteur dépasse les 48 m, donc il sera classé dans le groupe « **IB** » selon la classification du RPA 99 (Article 3.2), et d'après l'étude du sol, il sera bâti sur un sol très meuble (site 04)

La stabilité de cette structure est assurée par des portiques et contreventé par des voiles porteurs dans les deux sens.

Pour la conception de ce projet on utilisera les règles B.A.E.L91 et R.P.A 99.

I.3.Caractéristiques géométriques

- Longueur totale du bâtiment : 19.92m.
- Largeur totale du bâtiment : 11.60m.
- Hauteur totale du bâtiment : 51,68m.
- Hauteur du 2sous-sol :3.23m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.23m.
- Hauteur du Mezzanine : 3.23m.
- Hauteur des étages courants : 3.23m.



Plan 1er .. 12eme etage

Figure I.1 : vue en plan d'un étage courant

I.4. Conception de la structure

Figure : vue en plan d'un étage courant

I.4.1. 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.

I.4.2. Plancher :

I.4.2.1. Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pont pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

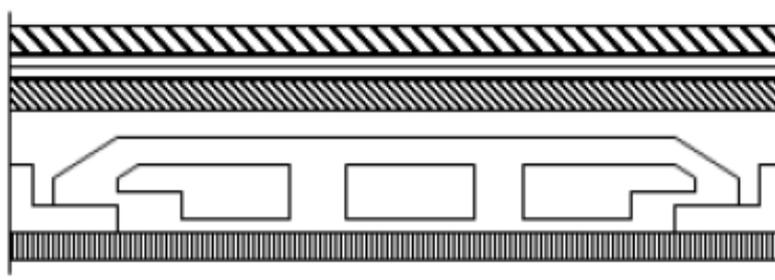
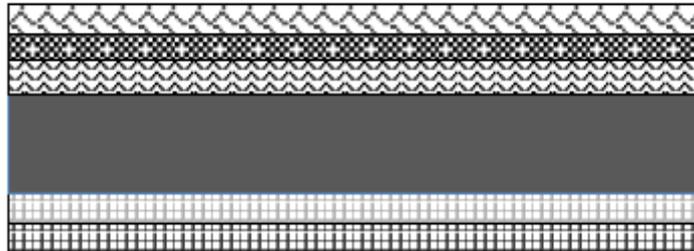


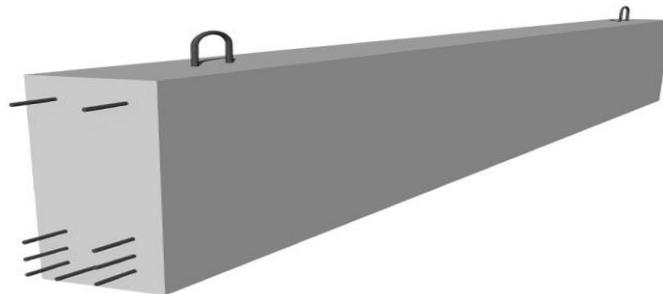
Figure I.2 : Plancher corps creux**I.4.2.2. Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau du plancher du RDC et des balcons.

**Figure I.3 :** Plancher dalle pleine.**I.4.3. Poutres :**

Structure porteuse horizontale en béton armé destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis, et il existe deux types de poutre :

- Poutre principale
- Poutre secondaire.

**Figure I.4 :** Poutre en béton armé.**I.4.4. Poteaux :**

Un poteau est un élément de structure sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

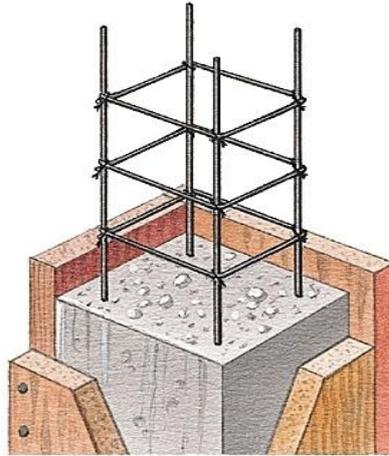


Figure I.5 : Poteau.

I.4.5. Maçonnerie:

a) Murs extérieurs :

Le remplissage de façade est réalisé en doubles cloisons composé d'une Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une parois intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une âme d'aire de 5 cm d'épaisseur qui est un isolation thermique et acoustique.

b) Murs intérieurs :

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

I.4.6. Escalier :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée de 3 volées et 2 palier .

I.4.7. Les Revêtements :

- ❖ Enduit en plâtre pour les plafonds
- ❖ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ❖ Revêtement à carrelage pour les planchers.
- ❖ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable la pénétration des eaux pluviales

I.4.8. Acrotères :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, et aussi pour la sécurité des personnes ce trouvant sur la terrasse.

I.4.9. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable.

I.4.10. Fondation :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et la règlement parasismique Algérien **RPA99/version2003**

I.5.1. Béton :

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible

I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

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

- **Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ ours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction:

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

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

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

I.5.1.3. Module de déformation longitudinale du béton :

❖ Module de déformations longitudinales instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{1/3}.$$

Avec f_{cj} (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

❖ Module de déformations longitudinales différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}. \quad \text{Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPA)}$$

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,.....), on prendra :

- $\nu=0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu=0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

- **Contraintes limites :**

En limitant les contraintes à (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

- ❖ **Etat limite ultime:**

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_s = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

- γ_b Coefficient de sécurité.
- $\gamma_b=1,15$ Pour une situation accidentelle.
- $\gamma_b=1,50$ Pour une situation durable et transitoire.

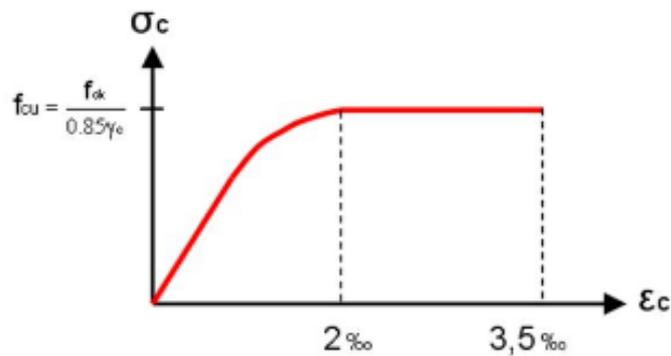


Fig I. 6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul du béton (E.L.U)

❖ **Etat limite de service (E.L.S):**

La contrainte limite de service est : $\sigma_s = 0,6 f_{c28}$

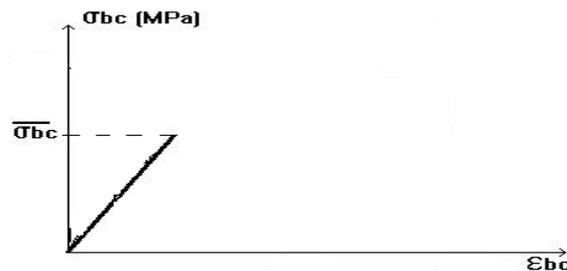


Fig I.7 :Diagramme contrainte-déformation de calcul du béton (E.L.S)

1.5.2. Acier :

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

- **Types d'aciers utilisés :** Les types d'aciers utilisés sont :

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales,
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres , épingle et étriers .),
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$

1.5.2.1 Contrainte de calcul de l'acier (σ_s):

- **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)** : Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous, avec : $\sigma_s = fe/\gamma_b$

σ_s : Contrainte de l'acier,

fe : Limite d'élasticité de l'acier,

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ situation courante (normale).

$\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle.

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

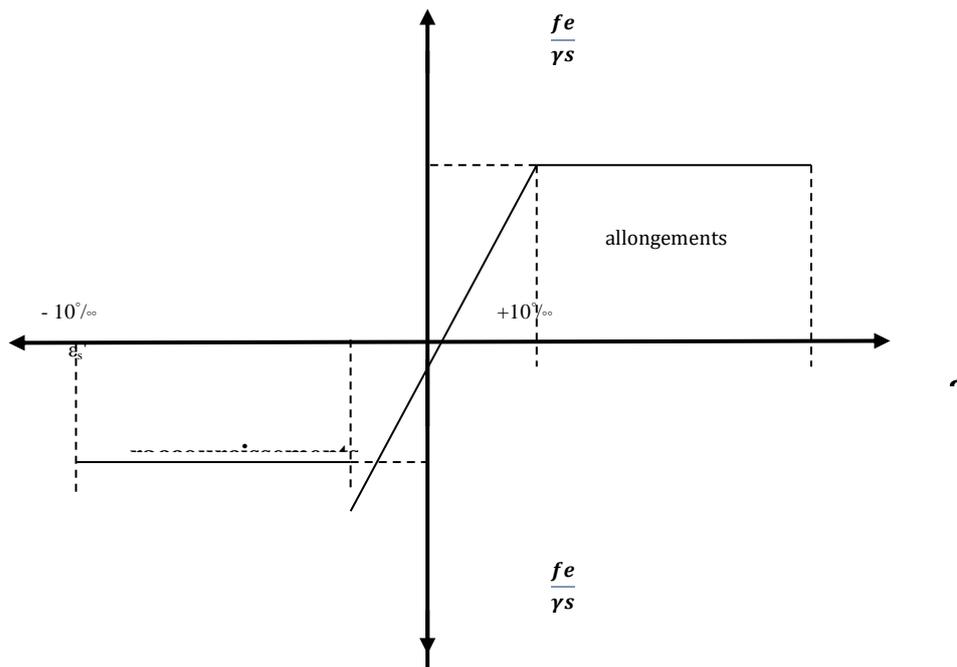


Fig I. 8 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

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

Selon les règles B.A.E.L.91 :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3fe ; 110\sqrt{ftj} \cdot \eta)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (1/2 fe, 90\sqrt{ftj} \cdot \eta)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{st} = f e / \gamma_s$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours

• **Module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars} .$$

➤ **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 simple.

Le diagramme contrainte déformation à l'allure suivante :

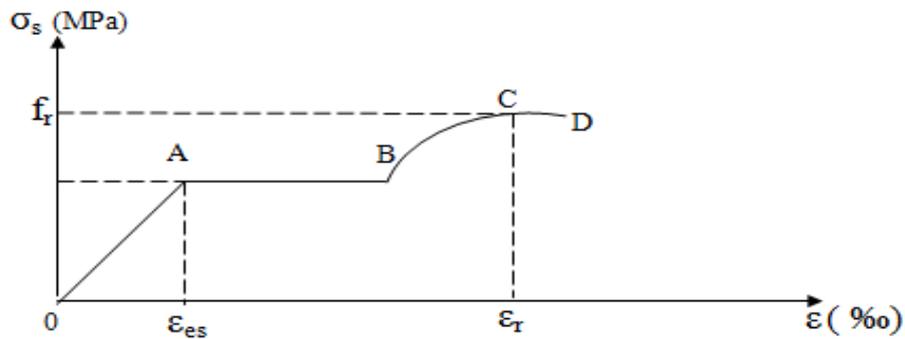


Figure I.9 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier a L'ELUR.

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

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

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

I.5.2.2 Limite d'élasticité :

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

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

I.5.2.3 La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration.

a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable (AEL91/Art 4-5-33) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ MPa}$$

Où η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1.6$barres a haute adhérence (HA) avec $\phi_t \leq 6mm$.

- $\eta = 1$rond lisse.

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

Cas des éléments devant assurer une étanchéité ou exposés a des milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

Avec $\phi_t \leq 8mm$

I.5.2.4 Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

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

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

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (Planchers, Poutres, Poteaux et Voiles) est une étape importante et représente le point de départ et le base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmises aux poutrelles puis aux poutres puis au poteaux et finalement au sol par le biais des fondations

- **Sollicitations horizontales :**

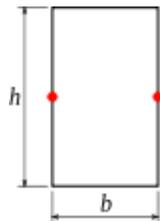
Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprise par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossatures doit être conforme aux règles B.A.E.L 91 , CBA93 et RPA 99 V 2003 .

II.2 Pré-dimensionnement des poutres: La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

- **Critère de flèche :**

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



Avec :

- **L** : longueur de la poutre
- **h** : hauteur de la poutre
- **b**:Largeur de la poutre

- **Conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :**

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm

$$\triangleright \frac{h}{b} \leq 4$$

a. **Poutres principales**: $L_{max} = 570 \text{ cm}$

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \Rightarrow 570/15 \leq h \leq 570/10$$

$$\Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$.

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}.$$

Pour la largeur b on prend $b = 30 \text{ cm}$

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30x45) cm²**

• **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :**

$$\triangleright b = 30 > 20 \text{ cm}$$

$$\triangleright h = 45 > 30 \text{ cm}$$

$$\triangleright \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$$

\Rightarrow Conditions Vérifier.

b. **Poutres secondaires** : $L_{max} = 430 \text{ cm}$

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \Rightarrow 430/15 \leq h \leq 430/10$$

$$\Rightarrow 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

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

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

Pour la largeur b on prend $b = 30 \text{ cm}$

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(30x40) cm²**

• **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :**

- $b = 30 > 20 \text{ cm}$
- $h = 40 > 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$

⇒ Conditions Vérifier

Tableau II.1 :Tableau des sections des poutres

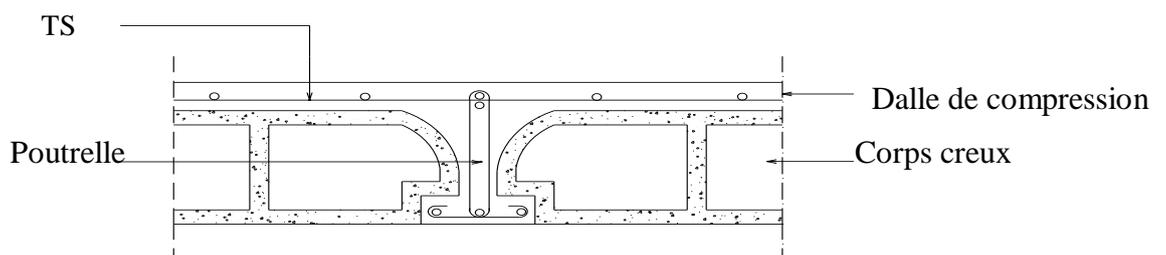
Poutre Principale (b*h) cm²	Poutre secondaire (b*h) cm²
(30*45) cm²	(30*40) cm²

II.3 Pré-dimensionnement des planchers:On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle plein.

II.3.1 Plancher à corps creux: Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.



FigII. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

-La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

- L_{max} : (largeur de la poutre 30 cm) .
- L_{max} : L la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.
 $L_{max} = 570 - 30 = 540m$

$$\frac{540}{25} \leq ht \leq \frac{540}{20}$$

$$21.6 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de hauteur ($ht = h_0 + h_{cc} = 4 + 20$) = 24cm

$h_{cc} = 20\text{cm}$ = : Hauteur du corps creux.

$h_0 = 4\text{cm}$ = : Hauteur de la dalle de compression.

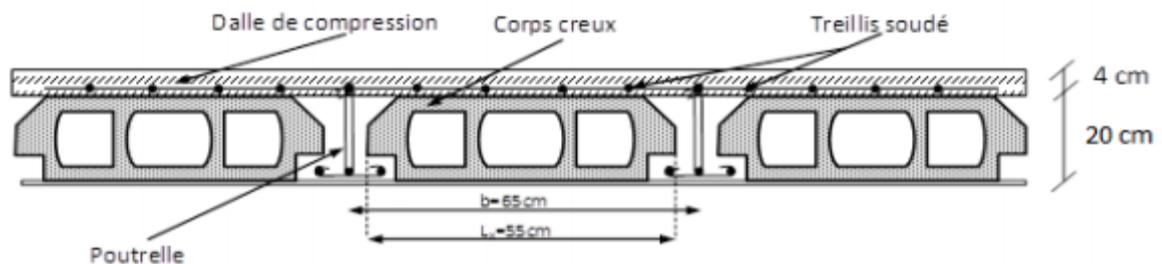


Fig II. 2 : Dimension des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 24\text{cm} \\ h_1 = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{array} \right.$$

II.3.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

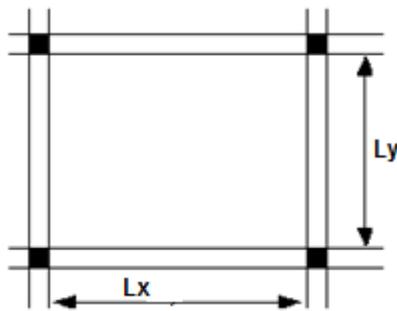


Fig II. 3: Dimension d'un panneau de dalle

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

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$

- 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 :

- $0.4 \leq \rho \leq 1$

La charge est uniformément répartie.

- Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

Quelque soit la valeur de ρ

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

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle

- Pour le présent projet, nous avons :

- $L_y = 5.40 \text{ m}$

- $L_x = 4.00 \text{ m}$

$$\Rightarrow P = 4.00/5.40 = 0.74 \Rightarrow 0.4 \leq P = 0.74 \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens $\Rightarrow 8.04 \text{ cm} \leq h_d \leq 10.5 \text{ cm}$

On prendra : $h_d = 10 \text{ cm}$

- **Conditions d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits aériens : $2500 * h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

- Contre les bruits impacts : $2500 * h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

- **Conditions de sécurité en matière d'incendie :**

- Pour une heure de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 7 \text{ cm}$

- Pour deux heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11 \text{ cm}$

- Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17.5 \text{ cm}$

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine

égale à : $h_d = 16 \text{ cm}$

II.4 Descente de charge :

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible :

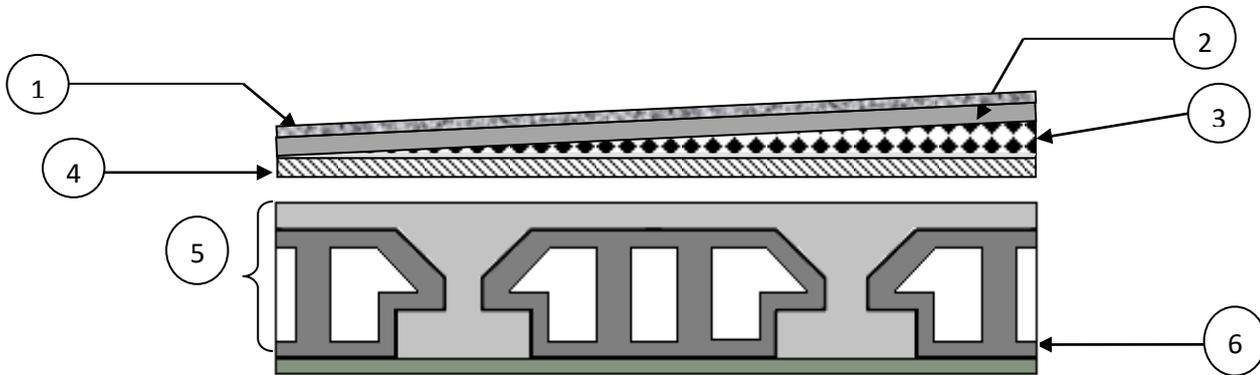


Fig II.4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

Calcul de la forme de pente :

$$\begin{aligned}
 \text{Tg}\alpha &= H/L = 0,015 \dots\dots\dots 1.5\% \\
 H &= 0,015 \times L \\
 L &= \sqrt{14.5^2 + 9.50^2} = 17.33 \text{ m} \\
 H &= 0,015 \times (1733) = 26 \text{ cm} \\
 H_{\text{moy}} &= H/2 + 4 = 18.36/2 + 4 = 17 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{Tg}\alpha \\ H \\ L \\ H \\ H_{\text{moy}} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow \text{On prendre } H_p = 17 \text{ cm}$$

• Charge permanentes :

Numéro	Matériaux	Ep(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G(Kg/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	2000	80
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente en béton	0.17	2200	374
4	Isolation thermique	0.01	1000	10
5	Dalle à corps creux(20+4)	/	/	300
6	Enduit au ciment	0,015	1800	27
				$G_t = 803 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II.2 : Charges du plancher terrasse inaccessible

• Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 1\text{KN/m}$

II.4.2 Plancher étage courant :

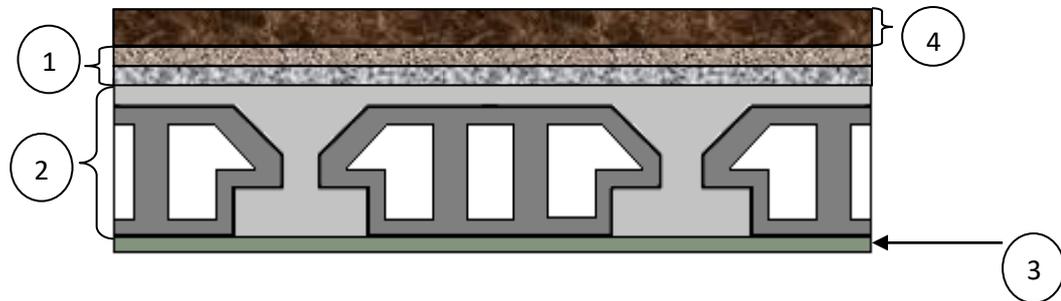


Fig II.5: Coupe transversale du plancher étage courant

• **Charge permanentes :**

Matériaux	Ep(m)	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	G(Kg/m ²)
Carrelage +mortier de pose+sable	0.06	/	120
Dalle à corps creux (20+4)	/	/	300
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Cloisons légers	0.1	1000	100
			G _t =540

Tableau II.3 : Charges du plancher étage courant.

• **Surcharge d'exploitation :**

Mezzanine destiné à être comme des bureaux. $\Rightarrow Q = 2.5\text{KN/m}^2$

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 1.5\text{KN/m}^2$

II.4.3 Dalle pleine du sous-sol :



Fig II. 6 : Coupe transversale du plancher sous-sol

- **Charge permanentes :**

Matériaux	Ep(m)	$\rho(\text{Kg}/\text{m}^3)$	G(Kg/m ²)
Carrelage +mortier de pose+sable	0.06	/	120
Dalle pleine	0.16	2500	400
Enduit au ciment	0.015	1800	27
Cloisons légers	0.10	1000	100
			G _t =647

Tableau II.4 : Charges du plancher de sous-sol

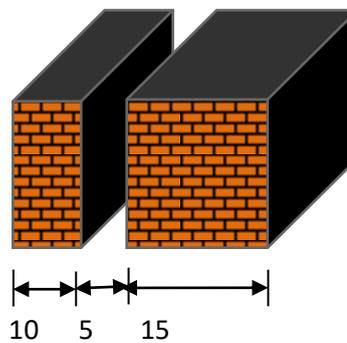
- **Surcharge d'exploitation :**

RDC usage commercial $\Rightarrow Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$

1^{eme} et 2^{eme} Sous-sols (parking) $\Rightarrow Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$

II.4.4. Maçonnerie :

- a) **Mur extérieur :**



FigII.7 : Détail des constituants d'un mur extérieur.

Charges permanentes du mur extérieur :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ³)
1- Enduit en plâtre	0.2	12	0.24
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
3- Lamé d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	9	1.35
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40
G	2.89 KN/m ²		

Tableau II.5 : Charges du mur extérieur.

b) Mur intérieur :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ m ³)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Brique creuse	10	9	0.90
3- Enduit plâtre	2	12	0.24
G	1,38 KN/m ²		

Tableau II.6 : Charges du mur intérieur.

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

II.5.1.Méthode de calcul :

Les pré-dimensionnement des poteaux doit respecter :

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

➤ **Critères de résistance :**

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r : Section reduite du beton.

$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$ Poteau rectangulaire.

$B_r = \pi(D - 2)^2 / 4$ Poteau circulaire.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique).

A : Section des armatures longitudinale.

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ .

➤ **Application :**

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

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

On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,71$$

On a :

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

On prend : Zone IIa => Amin = 0,8 % Br => A / Br = 0,008. RPA99 version 2003 (art .7.4.2.).

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

σ_b : Resistance de calcul du beton: $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,17 \text{ MPa}$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$B_r \geq \frac{1.2 \cdot N_u \cdot 10}{\left[\frac{14,17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right]} = 0,6627 N_u$$

Donc, $B_r \geq 0.66299 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$.

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ en [cm}^2\text{]} ;$

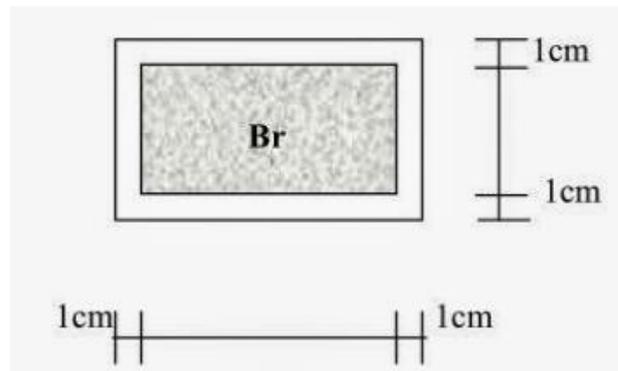


Figure II.8 : Section réduite du béton

Remarque :

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

II.5.2. Loi de dégression :

II.5.2.1. Application de la loi de dégression :

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

-Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment .

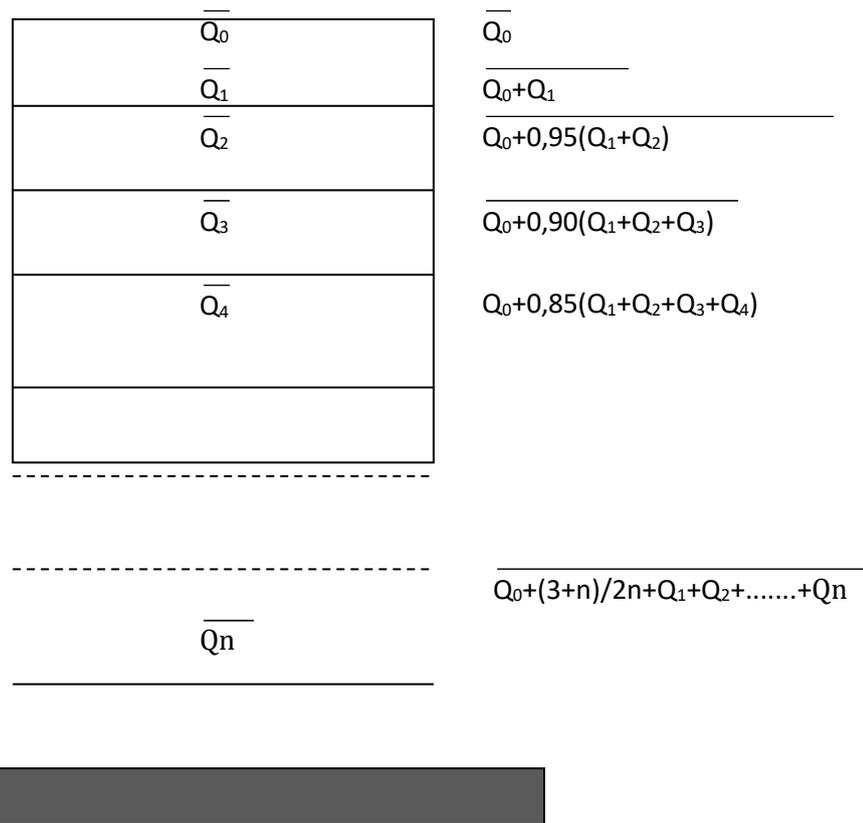


Fig II.9 : Schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau II.7 : Tableau récapitulatifs des charges et des surcharges

Niveau	$G (KN/m^2)$	$Q (KN/m^2)$ (loi de dégression)	Σ surcharge
terrasse	8,03	1,00	Q_0
Haut d'étage 11	13,43	2,50	$Q_0 + Q_1$
Haut d'étage 10	18,83	3,85	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Haut d'étage 9	24,23	5,05	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Haut d'étage 8	29,63	6,10	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Haut d'étage 7	35,03	7,00	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + \dots + Q_5)$
Haut d'étage 6	40,43	7,75	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6)$
Haut d'étage 5	45,83	8,458	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + \dots + Q_7)$
Haut d'étage 4	51,23	9,28	$Q_0 + 0,69 (Q_1 + \dots + Q_8)$
Haut d'étage 3	56,63	10,045	$Q_0 + 0,67 (Q_1 + \dots + Q_9)$
Haut d'étage 2	62,03	10,75	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$
Haut d'étage 1	67,43	11,56	$Q_0 + 0,64 (Q_1 + \dots + Q_{11})$
Haut de la Mezzanine	72,83	12,34	$Q_0 + 0,63 (Q_1 + \dots + Q_{12})$
Haut du RDC	79,30	13,71	$Q_0 + 0,62 (Q_1 + \dots + Q_{13})$
Haut du Sous sol 1	85,77	15,03	$Q_0 + 0,61 (Q_1 + \dots + Q_{14})$
Haut du Sous sol 2	92,24	16,555	$Q_0 + 0,60 (Q_1 + \dots + Q_{15})$
Fondation			

a. Les conditions de la RPA99v 2003:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- $\text{Min} (a, b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min} (a, b) \geq h_e/20$
- $0,25 < a / b < 4$

b. Critère de flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ (article B-8-4-1) BAEL 91.}$$

Avec :

λ : l'élanement mécanique d'une pièce comprimée.

l_f : Longueur de flambement d'où $l_f = 0.7l_0$.

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 $I = \frac{a.b^3}{12}$

Remarque :

Le pré dimensionnement des poteaux de la structure consiste à étudier le poteau le plus défavorable.

La section obtenue sera généralisée par les autres poteaux de même niveau.

II.5.3. Calcul de la section du poteau

II.5.3.1. Détermination de la surface afférente :

On utilise le poteau le plus sollicité.

PP : poutre principale.

PS : poutre secondaire.

S aff : section afférente.

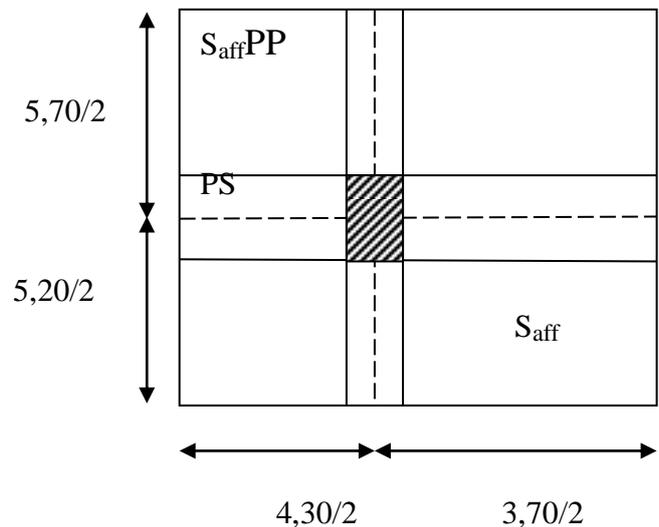


Figure II.10 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{aff-PS}} = 5,45 \text{ m.}$

La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{aff-PP}} = 4,00 \text{ m.}$

La section afférente de plancher : $S_{\text{aff}} = 21,80 \text{ m}^2$

II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 10^{ème} étage :

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

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) \times S_{\text{aff.}} = [(1,35 \times 18,83) + (1,5 \times 3,85)] \times 21,80 = 680,06 \text{ KN.}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-pp}} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,45 \times 0,30 \times 5,45 \times 3 = 74,49 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-ps}} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,00 \times 3 = 48,6 \text{ KN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps} = 802,72 \text{ KN}$$

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

$$N_u = 923,128 \text{ KN}$$

- La section réduite du béton est :

$$B_r = 0.6627 \times N_u = 0.6627 \times 923,128 = 611.76 \text{ cm}^2$$

Pour la section rectangulaire ; on fixe $a = 35 \text{ cm}$ et on calcule ' b ' :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = 611,76 \text{ cm}^2 \implies (b-2) \times (30-2) = 611,76 \text{ cm}^2$$

$$b = (611,76/33) + 2$$

$$b = 20,54 \text{ cm.}$$

On prend $b = 45 \text{ cm}$

- **Tableau II.8 :** Calculs des poteaux

Hauteur d'étage	niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nu PP (KN)	Nu PS (KN)	Nu PL (KN)	Nu (KN)	Br(cm ²)	a (cm)	a (cm)	b	b (cm)
3,23	terrasse	8,03	1	24,854	16,200	269,270	356,873	236,507	17,379	35	9,167	45
3,23	Haut d'étage 11	13,43	2,5	49,709	32,400	477,433	643,472	426,443	22,651	35	14,923	45
3,23	Haut d'étage 10	18,83	3,85	74,563	48,600	680,686	924,426	612,638	26,752	35	23,880	45
3,23	Haut d'étage 9	24,23	5,05	99,417	64,800	879,030	1199,734	795,090	30,197	35	26,094	45
3,23	Haut d'étage 8	29,63	6,1	124,272	81,000	1072,464	1469,396	973,801	33,206	40	27,626	50
3,23	Haut d'étage 7	35,03	7	149,126	97,200	1260,989	1733,412	1148,770	35,894	40	15,115	50
3,23	Haut d'étage 6	40,43	7,75	173,980	113,400	1444,604	1991,782	1319,998	38,332	40	36,737	50
3,23	Haut d'étage 5	45,83	8,5	198,835	129,600	1628,219	2250,152	1491,225	40,616	40	41,243	50
3,23	Haut d'étage 4	51,23	9,28	223,689	145,800	1812,817	2509,651	1663,201	42,782	45	40,679	55
3,23	Haut d'étage 3	56,63	10,05	248,543	162,000	1997,086	2768,774	1834,928	44,836	45	44,673	55
3,23	Haut d'étage 2	62,03	10,75	273,398	178,200	2179,065	3025,262	2004,908	46,776	45	48,626	55
3,23	Haut d'étage 1	67,43	11,56	298,252	194,400	2364,644	3285,891	2177,632	48,665	45	52,643	55
3,23	Haut de la Mezzanine	72,83	12,34	323,106	210,600	2549,242	3545,390	2349,608	50,473	50	50,950	60
3,23	Haut du RDC	79,3	13,71	347,961	226,800	2784,668	3863,344	2560,323	52,600	50	55,340	60
3,23	Haut Sous sol 1	85,77	15,03	372,815	243,000	3018,459	4179,415	2769,790	54,629	50	59,704	60
3,23	Haut Sous sol 2	92,24	16,56	397,670	259,200	3259,122	4503,391	2984,496	56,631	50	64,177	60

Niveau	Poteau x (cm) ²	Vérification suivant RPA99v2003						Condition de flambement								
		Min (a ₁ , b ₁) ≥ 25		Min (a ₁ , b ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$		1/4 < b / a < 4		L _o cm	L _f cm	I (cm ⁴)		B Cm ²	I (cm)		λ	
		Min	≥ 25	h _e / 20	Vérifi e	$\frac{b}{a}$	Vérifie			I _x	I _y		i _x	i _y	λ _x	λ _y
9 ^{ème} à 12 ^{ème} étage	35*45	35	Cv	16.15	Cv	1.29	Cv	323	226.1	265781,25	160781,35	1575	12,99	10,10	16,49	21,21
5 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	40*50	40	Cv	16.15	Cv	1.25	Cv	323	226.1	416666,67	266666,67	2000	14,43	11,55	14,84	18,55
1 ^{ème} à 4 ^{ème} étage	45*55	45	Cv	16.15	Cv	1.22	Cv	323	226.1	623906,25	417656,25	2475	15,88	12,99	13,49	16,49
RDC	50*60	50	Cv	16.15	Cv	1.2	cv	323	226.1	900000	625000	3000	17,32	14,33	12,37	14,95
Sous- sol 1,2 et Mezzanine	50*60	50	Cv	16.15	Cv	1.2	Cv	323	226.1	900000	625000	3000	17,32	14,33	12,37	14,95

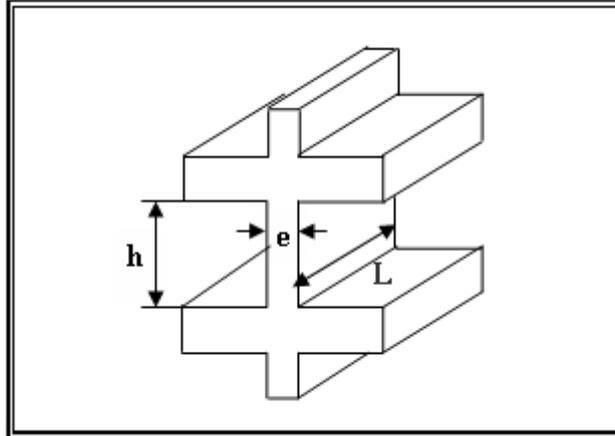
Tableau II.9 : Vérification condition de flambement et RPA99v2003

CHAPITRE II

II.6 Pré-dimensionnement des voiles :

II.6.1 Voile de contreventement : L'épaisseur du voile doit vérifier les conditions du RPA99 (version 2003)

- $e \leq \frac{L}{4}$
- $e \geq \frac{h_e}{20}$



FigII. 11 : Coupe de Voile

D'ou :

- L: Largeur du voile correspond à la portée minimale
- e : Epaisseur du voile
- h_e : Hauteur libre d'étage

- **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)**

- $e \leq \frac{570}{4} = 142.5 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{299}{20} = 14.95 \text{ cm}$

⇒ Conditions vérifiées

On prendra : **e= 20 cm**

CHAPITRE II

II.6.2 Voile périphériques :

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e :

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

$$\blacktriangleright e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h_t - h_d = 323 - 24 = 299 \text{ cm}$$

⇒ On adopte un voile d'épaisseur : **e = 20 cm**

CHAPITRE III

Etude des planchers

III.1. ETUDE DU PLANCHER :

III.1.1. Introduction :

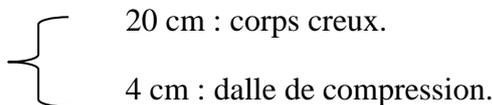
Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage. Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

III.1.2. Dimensionnement du plancher:

Suite au précédent chapitre « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pus déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a approprié un seul type de plancher:

Plancher à corps creux (20+4) pour tous les étages :



Étude et ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures $A_{//}$

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{Ln - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h_0 \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 4 = 28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

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

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 420 \text{ cm}$)

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

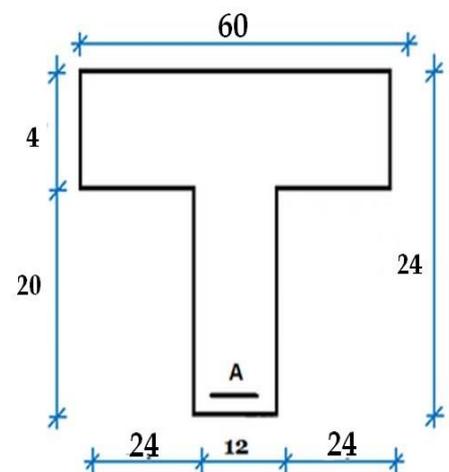


Figure III.1 : Section de calcul

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

Donc :

$$b_1 \leq \min (24 ; 42 ; 28)=24\text{cm.}$$

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 respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

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

Dans notre plancher, on a :

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

Donc : $A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0,46 \text{cm}^2/\text{ml}$

➤ **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)

III. 2.1. Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d’inertie constante.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Si les poutres dans les deux sens ont une portée égale, alors on choisit le sens ou on a plus d’appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

❖ **Charge et surcharge :**

Type de plancher	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	b(m)	Q _u (Kg/m ²)	Q _s (Kg/m ²)
Terrasse	803,00	100,00	0,60	1234,05	903
Etage courant	540,00	150,00	0,60	662,40	474,40
Mezzanine	540,00	250,00	0,60	572,40	414,00

Tableau III.1 : Différentes charges des poutrelles.

❖ Les différents types des poutrelles :

Les différents types des poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

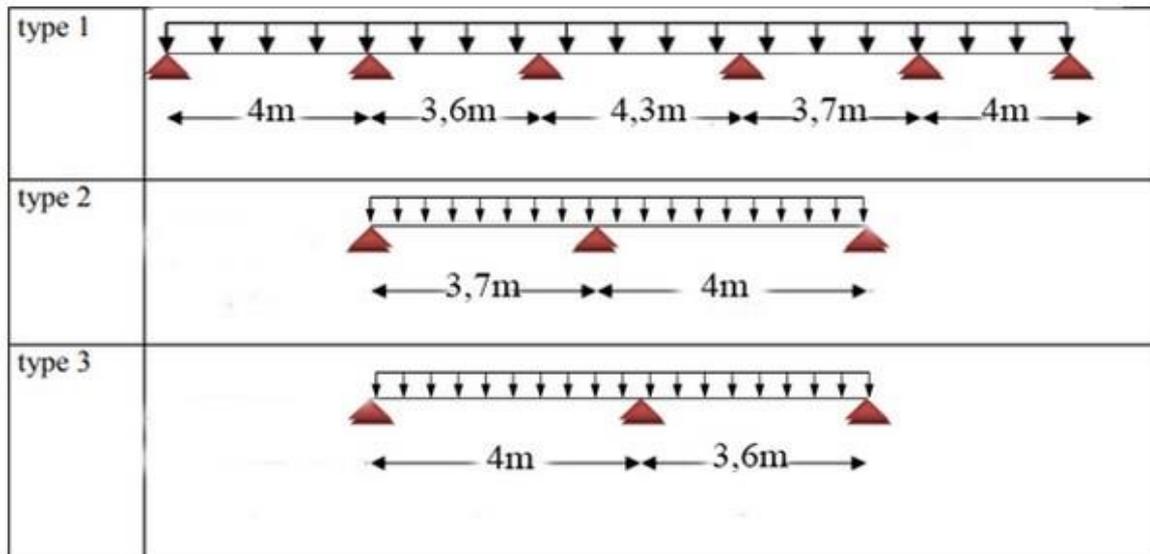


Figure III.2 : Les différents types des poutrelles.

III.2.2. Méthodes de calcul :

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifier.
 - a) $Q \leq \min(2G ; Q \leq 5\text{KN})$.
 - b) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées
 - c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
 - d) La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Méthode de Caquot, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifier.
- Méthode de Caquot minoré, si la condition « a » vérifier et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifier.

Pour notre cas nous avons trois types de poutrelles :

Types de poutrelles	N° de travées	Condition1	Condition2	Condition3	Condition4	Méthode utilisé
Type 1	5 travées	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Forfaitaire
Type 2	2 travées	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Forfaitaire
Type 3	2 travées	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Forfaitaire

Tableau III.2 : les méthodes utilisées pour les trois types.

❖ **Principe de la méthode Forfaitaire :**

✓ **Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d’exploitations sur la somme des charges d’exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique. $M_0 = \frac{q.l^2}{12}$

M_d : Moment sur l’appui de droite.

M_g : Moment sur l’appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3x \alpha); 1,05\} M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \times \alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- 0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.

- 0.4 M_0 : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

-0.6 M_0 : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

-0.15 M_0 : pour les appuis de rive.

✓ **Les efforts tranchants :**

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

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

- 15 % pour une poutre à deux travées.

- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

L’effort tranchant calculé par la méthode de la RDM vaut :

$$V_1 = V_0 \frac{M_i + M_{i+1}}{L_i}$$

Exemple de calcul :

Type1 : Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de l'étage courant :

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2).

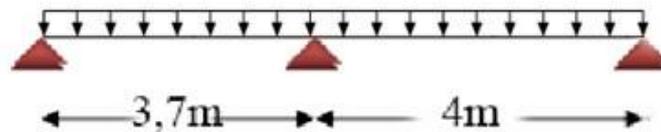


Figure III.3 : Schéma statique de poutrelle type 2

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

✓ $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \leq \min(2G, 5 \text{ kN/m}^2) = \min(2 \times 5.4, 5 \text{ kN/m}^2) = 5 \text{ kN/m}^2$

Condition vérifiée.

✓ Pour la 1ère condition de la méthode forfaitaire elle est vérifiée.

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

✓ Le rapport entre les travées successives pour le type 02

$$0,8 \leq \frac{3,7}{4}; \frac{4}{3,7} \leq 1,25$$

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

✓ Les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d'où La 4ème condition est vérifiée.

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

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

Des sollicitations :

1.étage courant

- À l'ELU :

Calcul des moments isostatiques :

M_0 : Moment isostatique.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Travées	L(m)	M _{0u} (kN.m)	M _{0s} (kN.m)
AB	3.7	11,34	8,11
BC	4	13,25	9,48

Tableau III.3 :.Calcul des moments isostatiques

Calcul les moments aux appuis :

- A L'ELU :

$$M_A = -0,2M_0^{AB}$$

$$M_A = -2,27 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,6 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_B = -7,95 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,2M_0^{BC}$$

$$M_C = -2,65 \text{ kN.m}$$

- A L'ELS :

$$M_A = -0,2M_0^{AB}$$

$$M_A = -1,62 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,6 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_B = -5,69 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,2M_0^{BC}$$

$$M_C = -1,9 \text{ kN.m}$$

Calcul les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.316$$

$$(1+0.3\alpha) = 1+0.3 \times 0.316 = 1.095$$

❖ Moments en travées :

• Travées AB :

ELU :

$$M_T = (0,6+0,15\alpha)M_0 \longrightarrow M_T = (0,6+0,15 \times 0.316) \times 11,34 \longrightarrow M_T = 7,34 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3 \alpha) M_0; 1,05 M_0 \}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 7,34 - \frac{-2,27 + (-7,95)}{2} = 12,45 \text{ kN.m}$$

$$\text{Max} \{ (1 + 0,30 \times 0,316) 11,34; 1,05 \times 11,34 \} = 12,41 \text{ kN.m}$$

→ Condition Vérifiée.

$$M_t \text{ (travée à prendre)} = |(1)-(2)| + M_T = 7,34 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_T = (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \longrightarrow M_T = (0,6 + 0,15 \times 0,316) \times 8,11 \longrightarrow M_T = 8,75 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 7,34 \frac{-1,62 + (-5,69)}{2} = 12,41 \text{ kN.m}$$

$$\text{Max} \{ (1 + 0,30 \times 0,316)8,11; 1,05 \times 8,11 \} = 8,88 \text{ kN.m}$$

→ Condition Vérifiée.

$$M_t \text{ (travée à prendre)} = |(1)-(2)| + M_T = 8,75 \text{ kN.m}$$

• **Travées BC :**

ELU :

$$M_T = (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \longrightarrow M_T = (0,6 + 0,15 \times 0,316) \times 13,25 \longrightarrow M_T = 8,58 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 7,34 \frac{-7,95 + (-2,65)}{2} = 13,87 \text{ kN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{Max} \{ (1 + 0,30 \times 0,316)13,25; 1,05 \times 13,25 \} = 14,51 \text{ kN.m} \dots\dots\dots(2)$$

→ Condition Non Vérifiée.

$$M_t \text{ (travée à prendre)} = |(1)-(2)| + M_T = 9,21 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_T = (0,6 + 0,15\alpha)M_0 \longrightarrow M_T = (0,6 + 0,15 \times 0,316) \times 9,48 \longrightarrow M_T = 10,23 \text{ kN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} = 7,34 \frac{-5,69 + (-1,9)}{2} = 14,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Max} \{ (1 + 0,30 \times 0,316)9,48; 1,05 \times 9,48 \} = 10,38 \text{ kN.m}$$

→ Condition Vérifiée.

$$M_t \text{ (travée à prendre)} = |(1)-(2)| + M_T = 10,23 \text{ kN}$$

❖ **Calcule les efforts tranchants :**

Efforts tranchants :

❖ **Evaluation des efforts tranchants :**

• **Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_a = \frac{2,5 \times 3,7}{2} = 12,87 \text{ kN} \\ V_b = 1,15 V_a = 1,15 \times 12,87 = 13,97 \text{ kN} \end{array} \right.$$

• **Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_b = 1,15 \times \frac{2,5 \times 4}{2} = 14,57 \text{ kN} \\ V_c = \frac{2,5 \times 4}{2} = 11,92 \text{ kN} \end{array} \right.$$

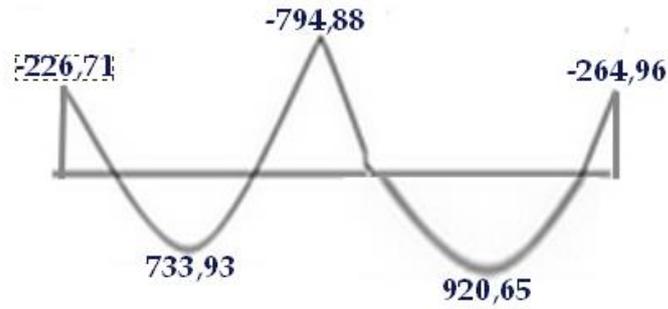


Figure III.4:
moments
du 2^{ème} type de

Diagramme des
fléchissant à l'ELU
poutrelle.

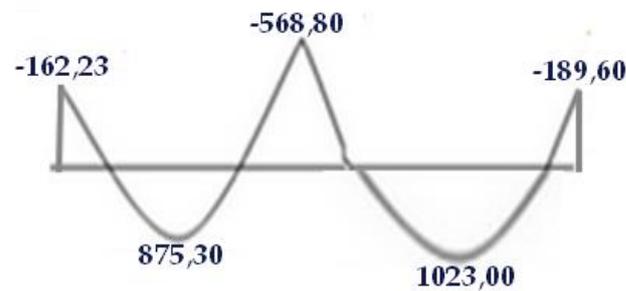


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2^{ème} type de poutrelle.



Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2^{ème} type de poutrelle.



Figur III.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS du 2^{ème} type de poutrelle.

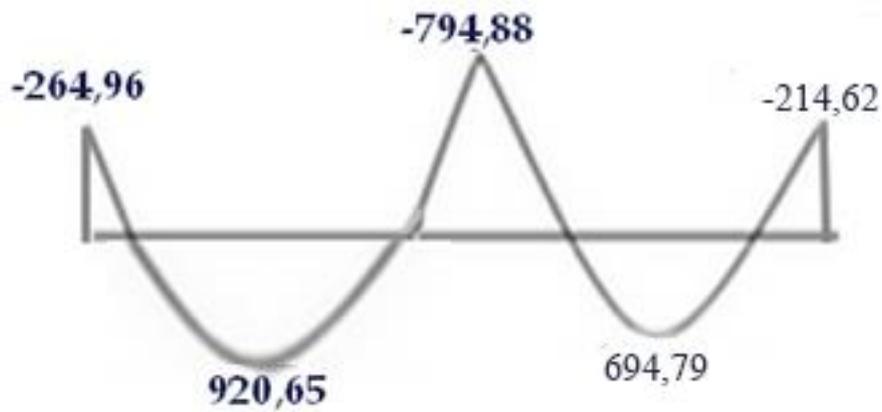


Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 3^{ème} type de poutrelle.

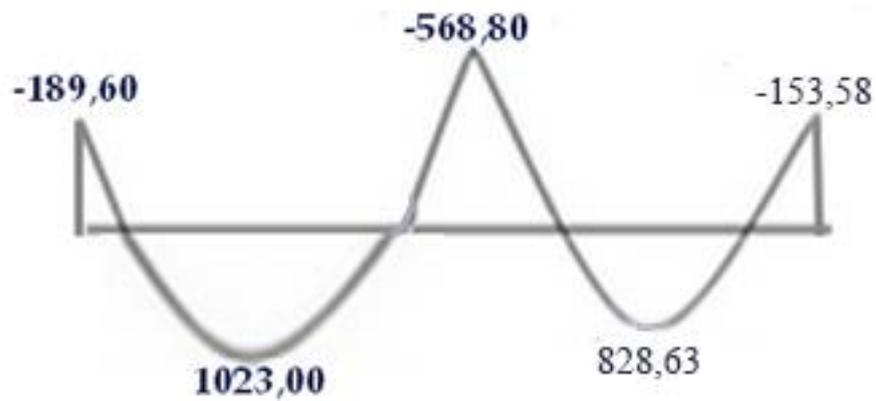


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 3^{ème} type de poutrelle.



Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 3^{ème} type de poutrelle.



Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS du 3^{ème} type de poutrelle.

Tableau III.4 : Résultats de calculs a l'ELU des poutrelles du plancher étage courant

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 1	AB	3,7	11 ,34	-2,27	-7,95	7 ,34	12,87	13,79
	BC	4	13,25	-7,95	-2,65	9,21	14,57	11,92

M_t (max) =9,21kN.m

M_a (max)=7,95kN.m

V (max) =14,57kN.m

Les résultats des calculs à L'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5 : Résultats de calculs a l'ELS des poutrelles du plancher étage courant

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 1	AB	3,7	8,11	-1,62	-5,69	8,75	7,23	10,30
	BC	4	9,48	-5,69	-1,9	10,23	10,81	8,16

M_t (max) =10,23kN.m

M_a (max)=5,69kN.m

V (max) =10,81kN.m

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 2	AB	4	13,25	-2,65	-7,95	9,21	13,91	14,57
	BC	3,6	10,73	-7,95	-2,15	6,95	13,54	10,31

M_t (max) =9,21kN.m

M_a (max)=7,95kN.m

V (max) =14,57kN.m

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 2	AB	4	9,48	-1,9	-5,69	10,23	8,16	10,80
	BC	3,6	7,68	-5,69	-1,54	8,29	10,14	6,92

M_t (max) =10,23kN.m

M_a (max)=5,69kN.m

V (max) =10,80kN.m

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles de la mezzanine

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 1	AB	3,7	9,80	-1,96	-6,87	6,20	11,12	11,92
	BC	4	11,45	-6,87	-2,29	7,61	12,59	10,30

M_t (max) =7,61kN.m

M_a (max)=6,87kN.m

V (max) =12,59kN.m

Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles de la mezzanine

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 1	AB	3,7	7,08	-1,42	-4,97	7,47	6,33	8,99
	BC	4	8,28	-4,97	-1,66	8,79	9,42	7,14

M_t (max) = 8,79kN.m

M_a (max) = 4,97kN.m

V (max) = 9,42kN.m

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du mezzanine

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 2	AB	4	11,45	-2,29	-6,87	7,62	12,02	12,59
	BC	3,6	9,29	-6,87	-1,85	5,87	11,70	8,91

M_t (max) = 7,62kN.m

M_a (max) = 6,87kN.m

V (max) = 12,59kN.m

Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du mezzanine

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 2	AB	4	8,28	-1,66	-4,97	8,73	7,14	9,42
	BC	3,6	6,71	-4,97	-1,34	7,07	8,85	6,06

M_t (max) = 8,73kN.m

M_a (max) = 4,97kN.m

V (max) = 9,42kN.m

Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher de la terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 1	AB	4	24,68	-4,94	-12,34	17,28	24,68	24,68
	BC	3,6	19,99	-12,34	-11,41	10,33	22,21	22,21
	CD	4,3	28,52	-11,41	-11,41	18,54	26,53	26,53
	DE	3,7	21,12	-11,41	-12,34	10,91	22,83	22,83
	EF	4	24,68	-12,34	-4,94	17,28	24,68	24,68

M_t (max) = 18,54 kN.m

M_a (max) = 12,34 kN.m

V (max) = 26,53 kN.m

Tableau III.13 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher de la terrasse inaccessible :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g kN	V _d kN
Type 1	AB	4	18,06	-3,61	-9,03	12,64	18,06	18,06
	BC	3,6	14,63	-9,03	-8,35	7,56	16,25	16,25
	CD	4,3	20,87	-8,35	-8,35	13,57	19,42	19,42
	DE	3,7	15,45	-8,35	-9,03	7,98	16,71	16,71
	EF	4	18,06	-9,03	-3,61	12,64	18,06	18,06

$$M_t (\max) = 13,57 \text{ kN.m}$$

$$M_a (\max) = 9,03 \text{ kN.m}$$

$$V (\max) = 19,42 \text{ kN}$$

III.2.3. Ferrailage des poutrelles:

- Exemple de calcul étage courant:

❖ Les sollicitations maximales :

$$M_t (\max) = 9,21 \text{ kN.m}$$

$$M_a (\max) = 7,95 \text{ kN.m}$$

$$V (\max) = 14,57 \text{ kN}$$

Armatures longitudinales :

• A L'ELU :

1/ En travée :

• Ferrailage en travée :

Moment qui équilibre la table de compression:

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,17 \times 10^3 \times (0,22 - (0,04/2))$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\delta_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 68,02 \text{ kN.m} \rightarrow M_t \max < M_t \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

→ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9210}{60 \cdot 22^2 \cdot 14,17} = 0,022$$

$\mu = 0,022 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \rightarrow \alpha = 0,028$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9210}{0,989 \cdot 22 \cdot 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 22 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1,22 \text{ cm}^2 ; 1,59 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,59 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,26 \text{ cm}^2$

Ferrailage en appui :

$$M_a \max = 7,95 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7950}{12 \cdot 22^2 \cdot 14,17} = 0,097$$

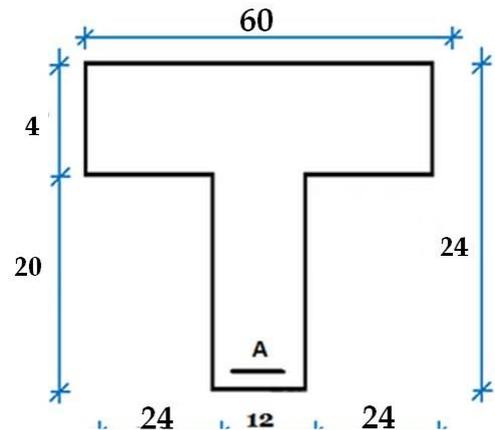


Figure III.12: Section de calcul.

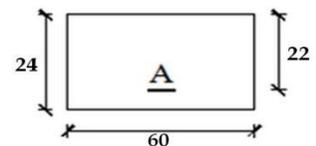


Figure III.13: Section de calcul en travée

$\mu = 0,097 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,127$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7950}{0,949 \cdot 22 \cdot 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1,09 \text{ cm}^2; 0,32 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 1T10 = 0,79 cm²

L'état limite de service (ELS):

{	Fissurations peut préjudiciables	Si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	Il n'y a aucune vérification effectuée pour l'ELS.
	Flexion simple		
	Section rectangulaire		
	FeE400		

En travée :

$$M_u = 9,21 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 10,23 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{9,21}{10,23} = 0,90$$

$\alpha = 0,200 < 0,45 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

En Appuis :

$$M_u = 7,95 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 5,69 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{7,95}{5,69} = 1,397$$

$\alpha = 0,449 \leq 0,45 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

III.2.4. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 14,54 \text{ kN}$$

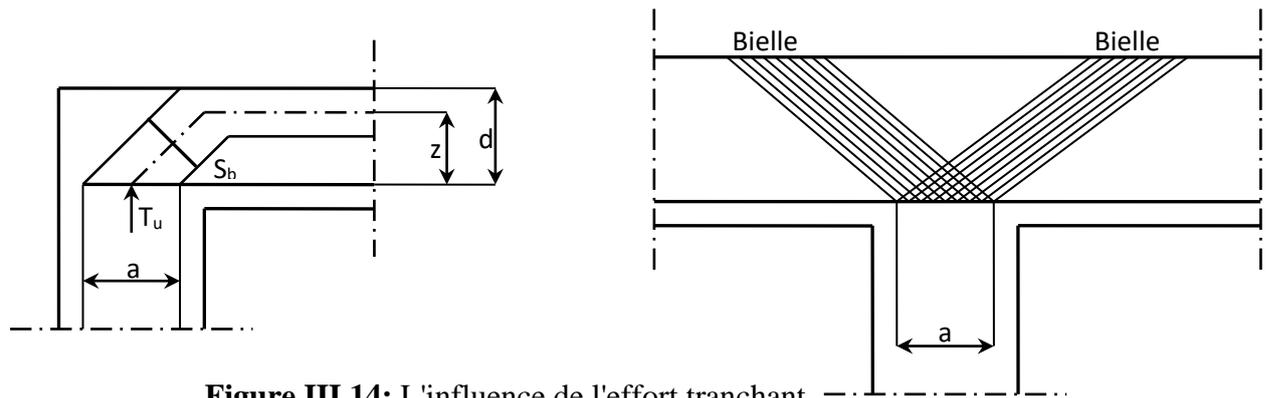


Figure III.14: L'influence de l'effort tranchant

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

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 22 \Rightarrow a = 19,8 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 14,54 \text{ kN} \leq 0,267 \times 19,8 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N} = 129,76 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 2,36 \geq \frac{1,15}{400} \left[14570 + \frac{-7950}{0,9 \times 22} \right] \times 10^{-2} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A. 5. 1, 211].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14570}{12 \times 22 \times 10^2} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle. $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

➤ **Diamètre des armatures transversales [BAEL91/A.7.2,9] :**

a. *Section et écartement des armatures transversales A_t :*

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \text{ min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{24}{35} ; \frac{12}{10} ; 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

b. *Espacement des armatures transversales :*

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(19,8 ; 40) = 19,8 \text{ cm} \quad (\text{A.12.3.6 Pratique BAEL91})$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} \quad (\text{12.3.4 Pratique BAEL91})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{A.5.1, 23 BAEL mod. 99})$$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,55 - 0,3 \times 2,1)} = 111 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 19,8 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

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

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 à l'E.L.S.

M_a^s : moment maximal en appuis à l'E.L.S.

A : section des armatures tendues à l'E.L.S

➤ **Vérification des conditions :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{400} \geq \frac{1}{16} = 0,06 > 0,625 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{24}{400} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{10230}{5690} \right) \Rightarrow 0,060 < 0,18 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 22} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,009 < 0,0105 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La 1^{ère} et la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

III.4.5.Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

➤ **Calcul des charges :**

G : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 540 \times 1,00 = 540 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = 540 \times 1,00 = 540 \text{ daN/ml}$$

P : charge total (G+Q).

$$P=(540+100)\times 1,00= 640 \text{ daN/ml}$$

Pour b = 0,6m :

$$G = j = 540 \times 0,6 = 3240 \text{ N/ml}$$

$$P = 640 \times 0,6 = 3840 \text{ N/ml}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = M_j = 0,8 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{3240 \times 4^2}{8} = 5184 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,8 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{3840 \times 4^2}{8} = 6144 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

1. Calcul du moment d'inertie (I₀):

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(65 - 12) \cdot 4.2 + 12.24.12 + 15.2,36.22}{4.53 + 12.24 + 15.2,36} = 8,70 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 8,70 = 15,3 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des moments d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 8,70^3}{3} - \frac{(65 - 12)(8,70 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 15,3^3}{3} + 15 \cdot 2,36(22 - 8,7)^2$$

$$I_0 = 32021,57 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M^{SER_I}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \frac{A}{bo.d} = 100 \frac{2,36}{12.22} = 0,894 \longrightarrow \beta_1 = 0,867$$

$$\sigma_g = \sigma_j = \frac{Mg}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5184}{2,36 \cdot 0,867 \cdot 22} = 115,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{Mp}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6144}{2,36 \cdot 0,867 \cdot 22} = 136,50 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00894 \cdot 115,16 + 2,1} = 0,591$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00894 \cdot 136,50 + 2,1} = 0,526$$

2. Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) \cdot 0,00897} = 4,58$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) \cdot 0,00897} = 1,83$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 32021,57}{1 + 1,83 \cdot (0,591)} = 16922,04 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_j \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 32021,57}{1 + 4,58 \cdot (0,591)} = 9502,51 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_j \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 32021,57}{1 + 4,58 \cdot (0,526)} = 10332,33 \text{ cm}^4$$

3. Calcul de la flèche (totale et admissible):

$$f_{gv} = \frac{Mg.l^2}{10Ev.I_{f_{gv}}} = \frac{5184.400^2}{10.10818,87.16922,04} = 0,45\text{cm}$$

$$f_{gi} = f_{gj} = \frac{Mg.l^2}{10Ei.I_{f_{gi}}} = \frac{5184.400^2}{10.32164,19.9502,51} = 0,27\text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{Mp.l^2}{10Ei.I_{f_{pi}}} = \frac{6144.400^2}{10.32164,19.10332,33} = 0,30\text{cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,45 - 0,27) + (0,30 - 0,27) = 0,21\text{cm}$$

➤ **La flèche admissible :**

$$4,00\text{m} < 5,00\text{m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} \text{cm} = 0,8\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} \text{cm} = 0,62\text{cm}$$

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \Rightarrow 0,21\text{cm} < 0,80\text{cm} \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.2.4.3. Tableau de ferrailage :

Poutrelle	A adopté (en travée) (cm ²)	A adopté (en appuis) (cm ²)	A transversale
Etage courant	3HA10 = 2,26 cm ²	1T10 = 0,79 cm ²	2Ø ₆ = 0,57 cm ²
Mezzanine	3HA10 = 2,26 cm ²	1T10 = 0,79 cm ²	2Ø ₆ = 0,57 cm ²
Terrasse inaccessible	3HA12 = 3,39 cm ²	1T12 = 1,13 cm ²	2Ø ₆ = 0,57 cm ²

Tableau III.14 : Ferrailage des poutrelles.

III.2.4.4. Dessin de ferrailage :

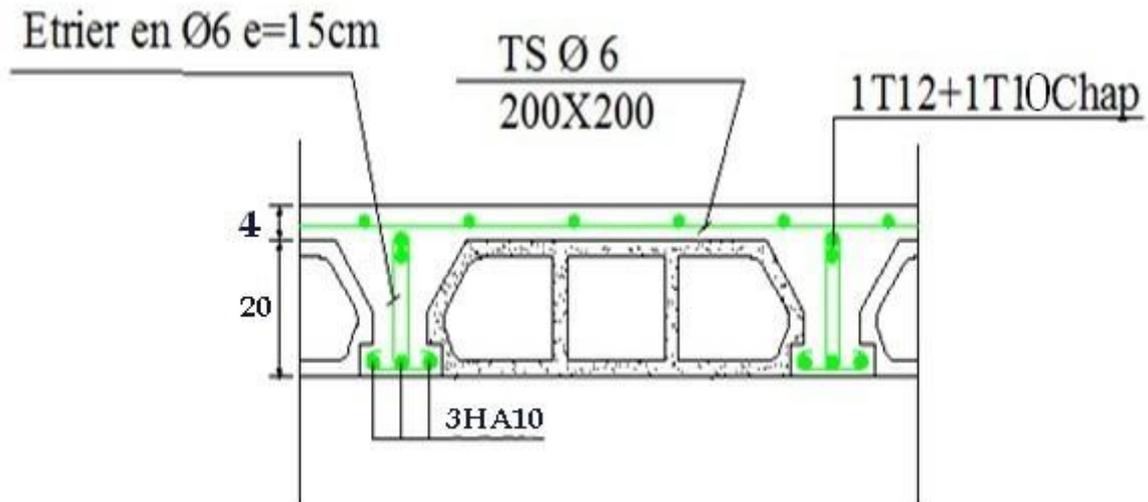


Figure III.15 : Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.

III.3. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont ($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

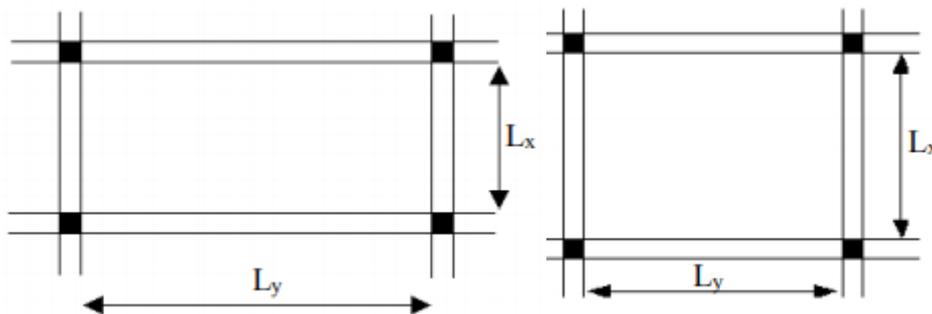


Figure III.16 : Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

III.3.1. Méthode de calcul :

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- Considérons 2 bandes :
 - ✓ Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m et
 - ✓ Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m et
- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à l'ELS

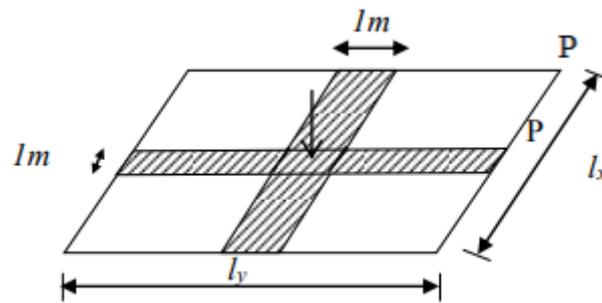
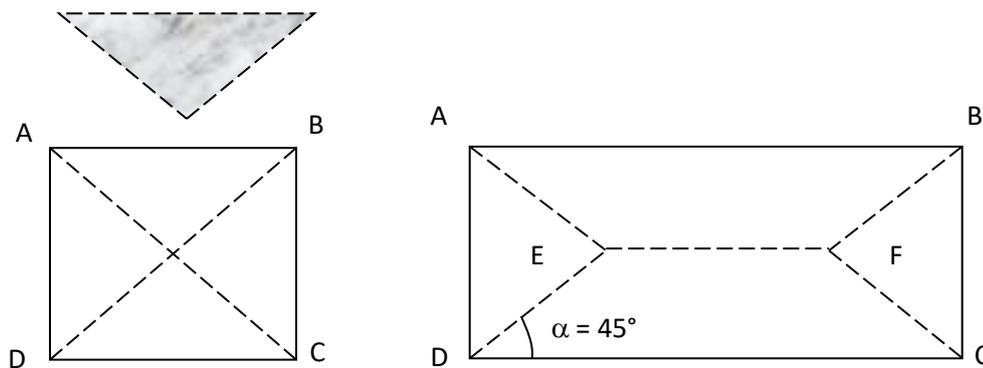


Figure III.17: Hypothese de calcul.

➤ **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.



Panneau de dalle de forme carrée. Panneau de dalle de forme rectangulaire.

Fig III.18 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement

✓ **Conclusion :**

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement ;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

➤ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2.2 BAEL91, on a :

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

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

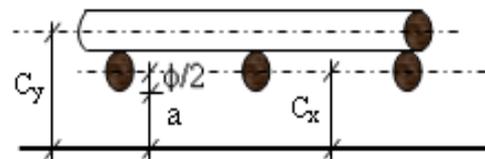


Figure III.19 : Enrobage.

La fissuration est considéré comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C_x = a + \frac{\Phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2} \Rightarrow C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

➤ **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

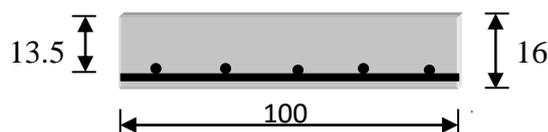


Figure III.20 : Disposition des armatures de la nappe inférieure.

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

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

Etat	Charges daN/m ²	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
ELU	G=647	qu = 1.35G + 1.5Q	1248.45 daN/m ²	1248.45 daN/m ²
ELS	Q= 250	qser = G + Q	897 daN/m ²	897 daN/m ²

Tableau III.15 : Combinaisons fondamentales du plancher RDC et s-sol

➤ **Calcul des sollicitations :**

Etat limite ultime:
$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Etat limite de service:
$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec : $\mu_x \text{ et } \mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; v\right)$

et Coefficient de poisson : $\begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU]} ; \\ v = 0,2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS]} . \end{cases}$

➤ **Mode d'encastrement :**

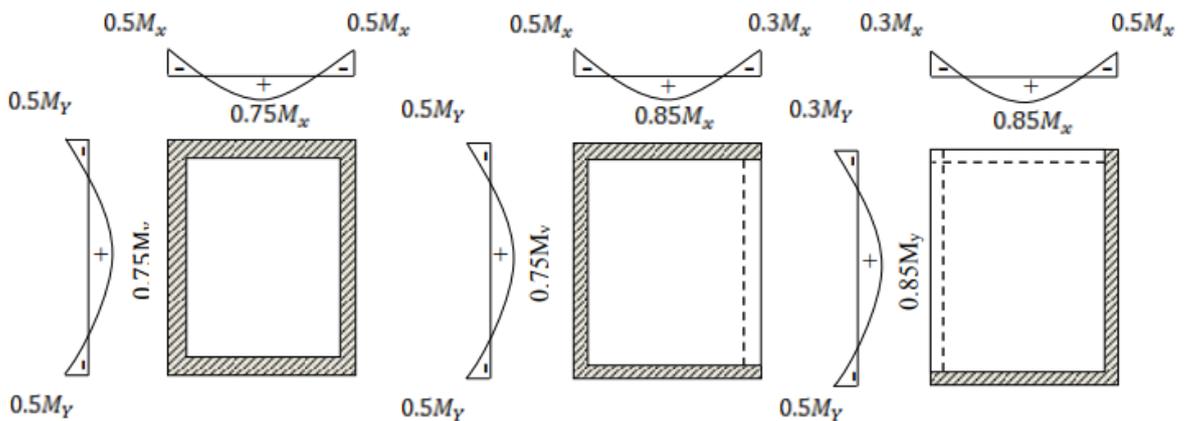


Figure III.21 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

III.3.2. Calcul des sollicitations :

Type 1 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés :

Lx= 400 cm.

Ly= 540 cm.

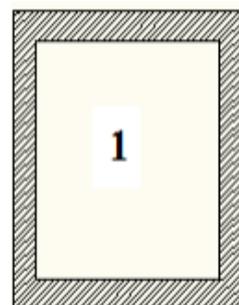


Figure III.22: Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.

➤ **Calcul des sollicitations :**

$G=647 \text{ daN/m}^2.$

$Q=250 \text{ daN/m}^2.$

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4,00}{5,40} = 0,74 \rightarrow$ Donc la dalle travaille suivant deux sens.

E.L.U:E.L.S:

$qu=1248.45 \text{ daN / m}$ $qser=897 \text{ daN/m}$

$\mu_x = 0.0633.$ / $\mu_x = 0.0696.$

$\mu_y = 0.4938.$ / $\mu_y = 0.6315$

En sens x-x :

Tableau III.16 : Calcul des sollicitations en sens x-x

M0	ELU	$M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 1248.45 \times 0.0633 \times 4^2 = 1264,43 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_x^s = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x^2 = 897 \times 0,0696 \times 4^2 = 998,90 \text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_x^u = 948,32 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_x^s = 749,18 \text{ daN/m}$
En appuis :	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 632,22 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_x^s = 499,45 \text{ daN/m}$
	ELU(Droite)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 632,22 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5 M_x^s = 499,45 \text{ daN/m}$

En sens y-y :

Tableau III.17 : Calcul des sollicitations en sens y-y

M0	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x = 1248,45 \times 0,4938 = 616,48 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_y^s = \mu_y \times M_{ser} = 0,6315 \times 897 = 623,29 \text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_y^u = 462,36 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_y^s = 467,47 \text{ daN/m}$
En appuis	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 308,24 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_y^s = 311,65 \text{ daN/m}$
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 308,24 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5 M_y^s = 311,65 \text{ daN/m}$

Sens	ELU		ELS	
	$M_{appuis} \text{ daN/m}$	$M_{travée} \text{ daN/m}$	$M_{appuis} \text{ daN/m}$	$M_{travée} \text{ daN/m}$
x-x	632,22	948,32	499,45	749,18
y-y	308,24	462,36	311,65	467,47

Tableau III.18 : Récapitulatif des sollicitations maximales du type 01.

III.3.3. Calcul du ferrailage:

Sens x-x :

1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 948,32 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9483,2}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

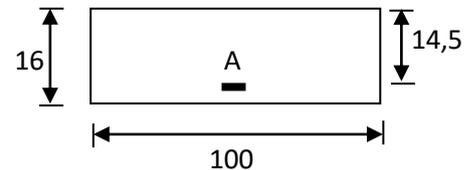


Fig III.23 : Section de calcul en travée(x-x)

$$\text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9483,2}{348 \times 0,984 \times 14,5} = 1,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ *Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:*

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{tx \min} = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ *Conclusion:*

$$A_{tx} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max (1,91; 1,75) = 1,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ *Espacement maximal des armatures :*

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

➤ *Choix des Armatures :*

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

(T10 → e = 20 cm)

✓ Etat limite de service (E.L.S):

$$M_{tx}^s = 748,18 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{9483,2}{7481,8} = 1,27$$

$$\frac{1,27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385 > \alpha = 0,041 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ap} = 632,22 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{6322,2}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,0212$$

$\mu = 0,0212 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas

et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

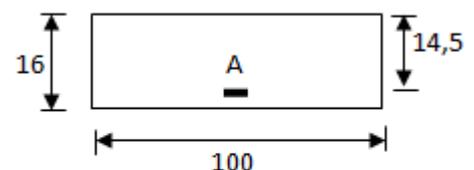


Fig : Section de calcul en travée (x-x)

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6322,2}{348 \times 0,989 \times 14,5} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{ap_{min}} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{ax} = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,27; 1,75) = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures:**

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

➤ **Choix des Armatures:**

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

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

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ap}^s = 499,45 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{6322,2}{4994,5} = 1,27$$

$$\frac{1,27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385 > \alpha = 0,027$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

Sens Y-Y :

1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 462,36 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4623,5}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0179$$

$\mu = 0,0179 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas

et $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$

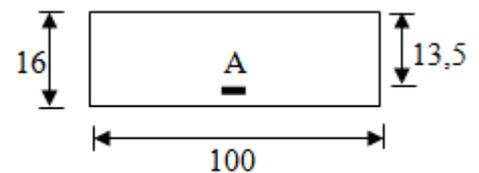


Fig III.24 : Section de calcul en travée (y-y)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4623,5}{348 \times 0,991 \times 13,5} = 0,99 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

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

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

$$\Rightarrow A_{ty \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{ty} = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (0,99; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $e \leq \min (4h_d; 40\text{cm}) = \min (4 \times 16 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$.

➤ **Choix des Armatures:**

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

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

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^s = 467,47 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4623,5}{4674,7} = 0,99$$

$$\frac{0,99 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,745 > \alpha = 0,023$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

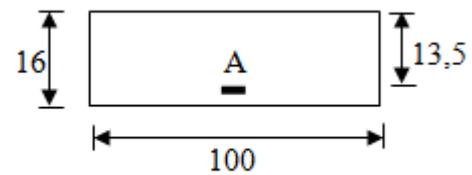
✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 308,24 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3092,4}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,012$$

$\mu = 0,012 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas



et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

Fig : Section de calcul en travée (y-y)

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{3092,4}{348 \times 0,994 \times 13,5} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

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

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

$$\Rightarrow A_{ay_{\min}} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{ay} = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (0,66;1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{L'écartement des armatures : } e \leq \min (4h_d; 40\text{cm}) = \min (4 \times 16 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

➤ **Choix des Armatures :**

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

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

✓ Etat limite de service (E.L.S):

$$M_{ay}^s = 311,65 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexions simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A' } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{3082,4}{3116,5} = 0,989$$

$$\frac{0,989 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,245 > \alpha = 0,015$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ **Détermination de l'effort tranchant :** $T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$

Avec :

$$\left. \begin{aligned} T_x &= \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \\ T_y &= \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{aligned} \right\} T_x = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{1248,45 \times 4}{2} \cdot \frac{5,40^4}{5,40^4 + 4^4} = 1919,12 \text{ daN / ml}$$

$$T_y = \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{1248,45 \times 5,40}{2} \cdot \frac{4^4}{4^4 + 5,40^4} = 780,01 \text{ daN}$$

Donc : $T_{U \max} = 1919,12 \text{ daN/ml}$

➤ **Calcul de τ_u :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d \times 100} = \frac{1919,12}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,013 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u = 0,013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Il n'y a Pas de reprise de bétonnage

III.3.5. Vérification de la flèche:

(Pour le panneau le plus défavorable)

- **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

$$- \frac{h}{Lx} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$$

$$- \rho = \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ (fe en MPa)}$$

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{16}{400} = 0,04 > \frac{948,32}{20 \times 1264,43} = 0,037 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

→ le calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f_t (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

➤ **Calcul des charges :**

G : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 647 \times 1,00 = 647 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = (g - 100) \times 1,00 = 547 \text{ daN/ml}$$

P : charge total (*G*+*Q*).

$$P = (647 + 250) \times 1,00 = 897 \text{ daN/m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$Mt_g^{ser} = 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times g \times lx^2 = 0,75 \times 647 \times 4^2 \times 0,0696 = 540,37 \text{ daN.m}$$

$$Mt_j^{ser} = 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times j \times lx^2 = 0,75 \times 547 \times 4^2 \times 0,0696 = 456,85 \text{ daN.m}$$

$$Mt_p^{ser} = 0,75 \cdot M_{tx} = 0,75 \times \mu x \times p \times lx^2 = 0,75 \times 897 \times 4^2 \times 0,0696 = 749,17 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie (*I*₀):**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3,93 \times 14,5}{100 \times 16 + 15 \times 3,93} = 7,75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 7,75 = 8,25 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + n \cdot A (V_2 - Cx)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 7,75^3}{3} + \frac{100 \cdot 8,25^3}{3} + 15 \cdot 3,93 (8,25 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36919,24 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M^{SER_I}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,93}{100 \cdot 14,5} = 0,271 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,925$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5403,7}{3,93 \cdot 0,925 \cdot 14,5} = 128,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4568,5}{3,93 \cdot 0,925 \cdot 14,5} = 108,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_s^P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7471,7}{3,93 \cdot 0,925 \cdot 14,5} = 177,41 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de $\mu_j; \mu_g; \mu_p$:**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00271 \cdot 128,31 + 2,1} = -0,144$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00271 \cdot 108,48 + 2,1} = -0,208$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00271 \cdot 177,41 + 2,1} = -0,010$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):**

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{5 \cdot 0,00217} = 9,68$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9,68 = 3,87$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 36919,24}{1 + 3,87 \times (-0,114)} = 70994,43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 36919,24}{1 + 9,68 \cdot (-0,114)} = -383240,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1,1 \cdot 36919,24}{1 + 9,68 \cdot (-0,208)} = -39146,97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 36919,24}{1 + 9,68 \cdot (-0,010)} = 43925,05 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{5403,7 \times 400^2}{10 \times 10818,86 \times 70994,43} = 0,11 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{5403,7 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times -383240,98} = 0,007 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fji}} = \frac{4568,5 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times (-39146,97)} = -0,06 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{7491,7 \times 400^2}{10 \times 32164,19 \times 43925,05} = 0,08 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0.11 - (-0.06)) + (0.08 - 0.007) = 0.24\text{cm}$$

➤ **La flèche admissible :**

$$4,00\text{m} < 5,00\text{m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\text{max}} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} \text{cm} = 0,8\text{cm}$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t,\text{max}} \Rightarrow 0,24\text{cm} < 0,8\text{cm} \rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

III.3.6. Dessin de ferrailage :

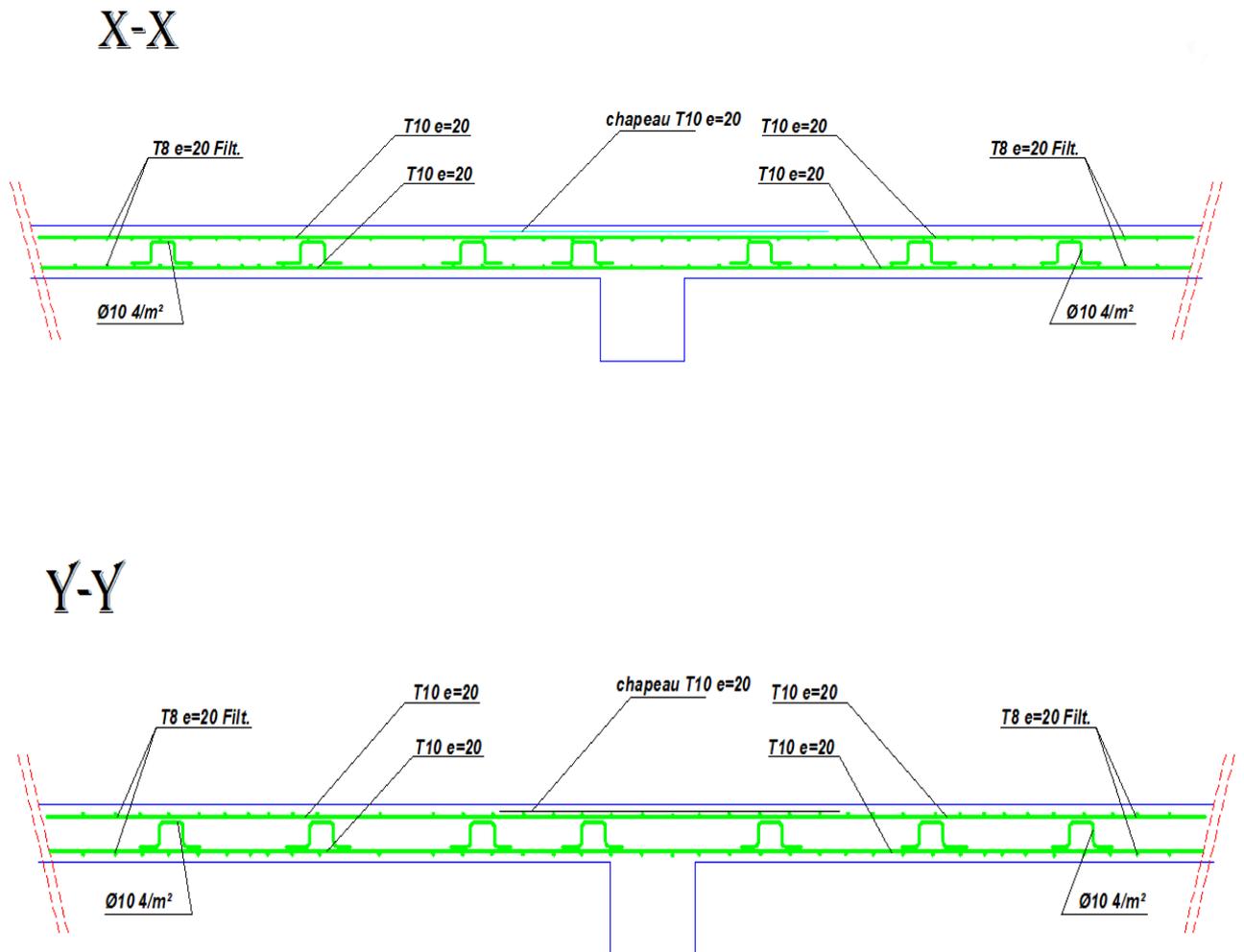


Figure III.25: Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

CHAPITRE IV

Etude des éléments non structuraux

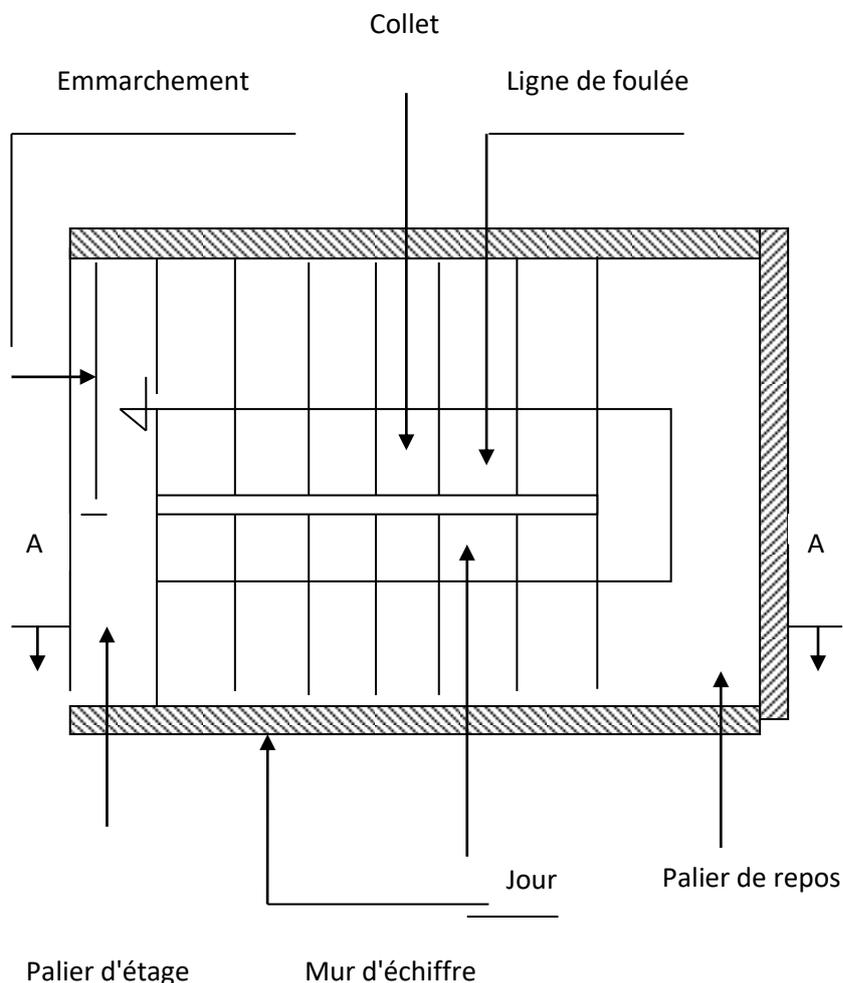
IV.1 Escaliers :

IV.1.1 Introduction :

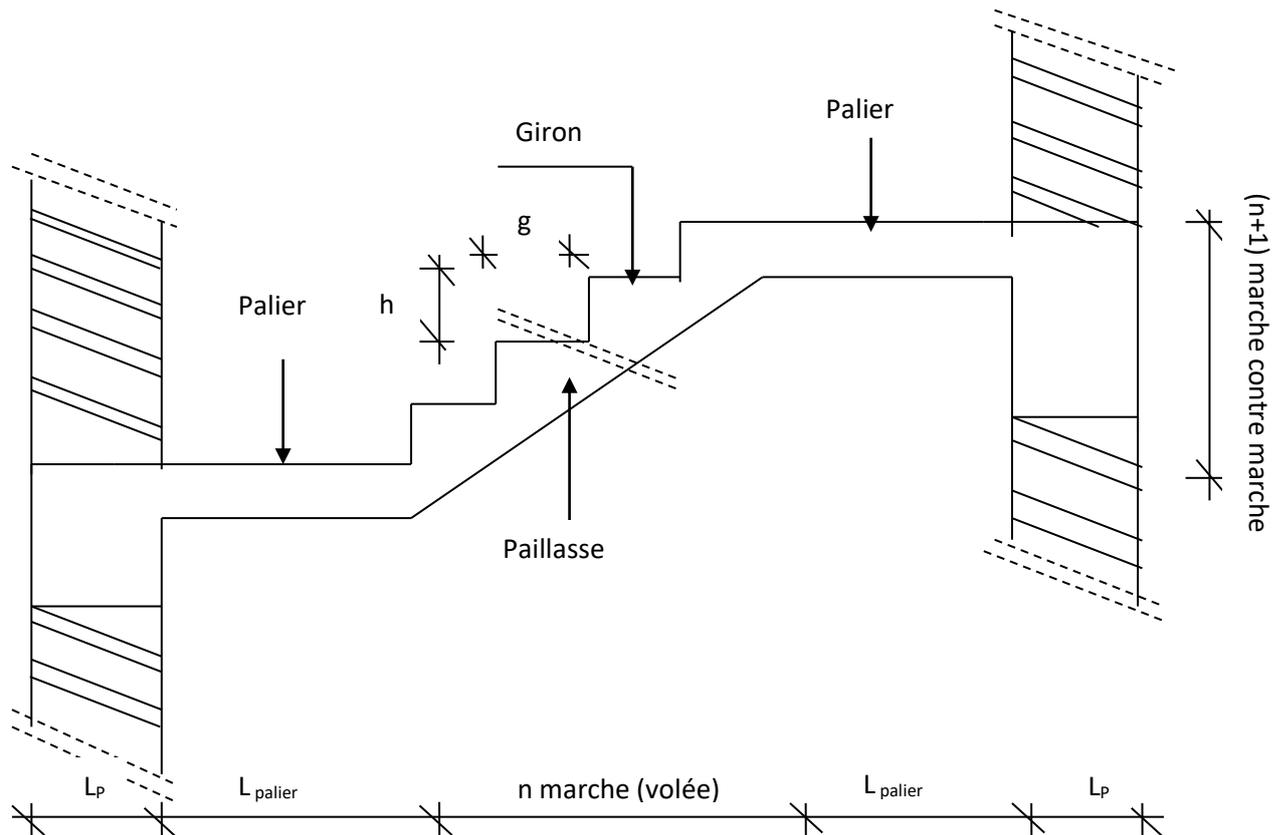
L'escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches permettant de passer d'un niveau à un autre (à monter et à descendre, peut être droit, hélicoïdal, balancé, ou rayonnant).

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.1.2 Eléments constitutifs :



FigIV. 1 : Les éléments constitutifs d'un escalier



FigIV. 2: Coupe AA

- Emmarchement** : Longueur de la marche .
- g** :Giron (largeur d'une marche).
- h**: hauteur d'une marche.
- Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier.
- Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches .
- Contre marche** : Partie verticale d'une marche .
- Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale .
- Le collet** : Bord qui limite l'escalier du coté du jour .
- Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier
- Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- Palier de repos** : Partie horizontale d'une escalier entre 2 volées.
- Palier d'arrivée** : Palier d'étage .

IV.1.3 Pré-dimensionnement :

Dans notre structure, le type d'escalier se compose de trois volées séparées par deux paliers de repos .Le mur d'échiffre entourant la cage d'escalier est un voile plein en béton armé.

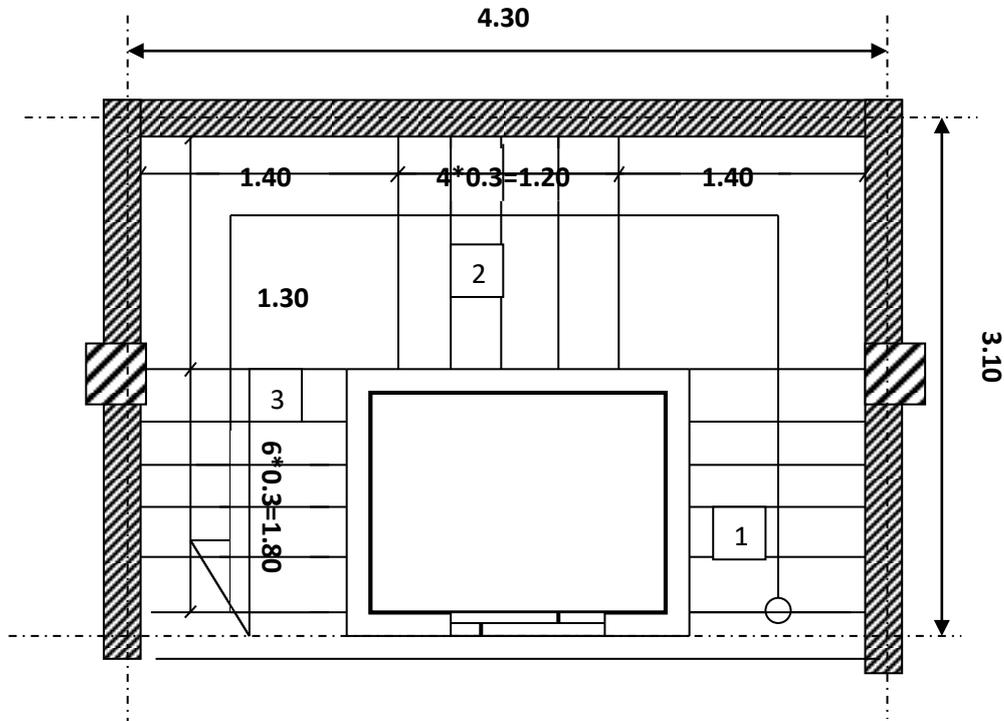


Fig IV.3 : Vue en plan de la cage d'escalier

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

$$56cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

H : Hauteur d'étage : H=3.23 m

h : Hauteur d'une marche : h=17 cm

g: Giron (largeur d'une marche): g= 30 cm

n: Le nombre de marche avec $n = \frac{H}{h}$

Selon la formule de "Blondel" ; il faut que :

$$56cm \leq g + 2h \leq 66cm \Rightarrow 56cm \leq [30 + (2 * 17)] = 64 < 66cm \text{ (condition vérifier)}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19 \text{ Contre marche, } N_c: \text{ nombre des contre marches.}$$

On aura 19 contres marches (7 contres marches par le volées 1-3 et 5 contres marches par le volée 2)

$$n = N_c - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches par volées 1 et 3}$$

$$n = N_c - 1 = 5 - 1 = 4 \text{ marches par volée 2}$$

1. Inclinaison de la paillasse :

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

2. La longueur de la paillasse :

$$L' = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,80^2 + 1,19^2} = 2,16 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 2,16 + 1,30 = 3,46 \text{ m}$$

➤ *Epaisseur de la paillasse :*

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{346}{30} < e < \frac{346}{20} \Rightarrow 11,54 < e < 17,3 \text{ (cm)}$$

On prend : $e_p = 16 \text{ cm}$ (paillasse et palier).

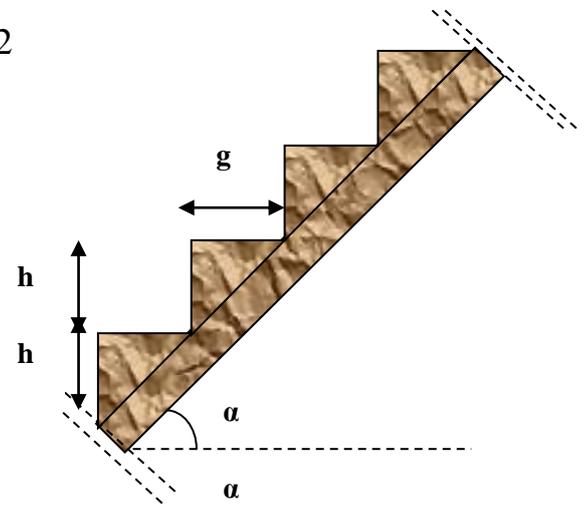


Fig IV.4 : Schémas de la paillasse

IV.3. 1. Descente de charges :

➤ *Paillasse :*

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	$e \text{ (m)}$	$G \text{ (daN/m}^2)$
carrelage	2200	0,02	44
Mortier horizontale	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{17}{30}$		68
Paillasse en B.A	$2500 \times \frac{0,16}{\cos \alpha} =$		459,76
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
$G = 865,8 \text{ daN/m}^2$			
$Q = 250 \text{ daN/m}^2$			

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

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 865,8 + 1,5 \times 250 = 1543,83 \text{ daN/m}^2.$$

$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1543,83 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 865,8 + 250 = 1115,8 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 1115,8 \text{ daN /ml.}$$

➤ **Palier :**

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	e (m)	G (daN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Enduit de ciment	18	1,5	27
Poids propre du palier	2500	0,16	400
G= 547 daN/m²			
Q = 250 daN/m²			

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

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

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

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

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

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 797 \text{ daN /ml.}$$

	Marche (cm)	Contre marche (cm)	Reculent (cm)	Hauteur Affranchir (cm)	Angle de pente (α°)
Volé N° 01	30	17	180	119	29,54°
Volé N° 02	30	17	120	85	29,54°
Volé N° 03	30	17	180	119	29,54°

Tableau IV.3 : Les dimensions de l'escalier

IV.1.4 Calcul du ferrailage :

Volée 01 et 3

ELU :

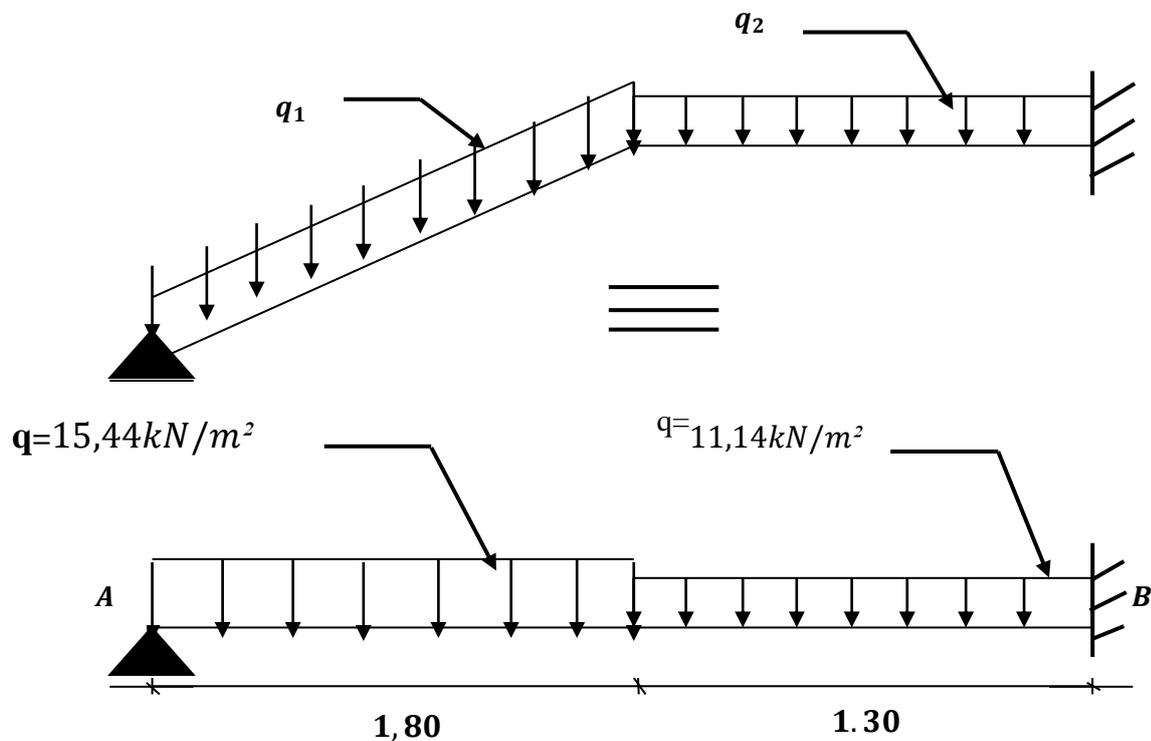


Fig IV.5: Schémat statique de volée 1 et 3 en ELU

Calcul de la charge équivalente :

$$q_{u\ eq} = \frac{1.30 \times 11,14 + 1,80 \times 15,44}{3,1} = 13,64 \text{ KN/ml}$$

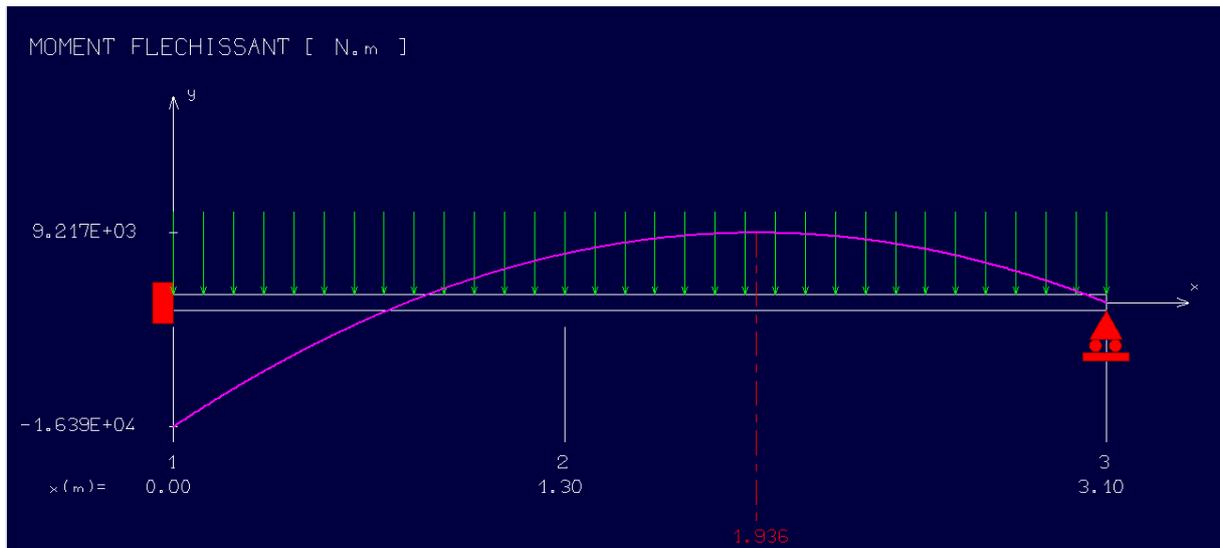


Figure IV.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

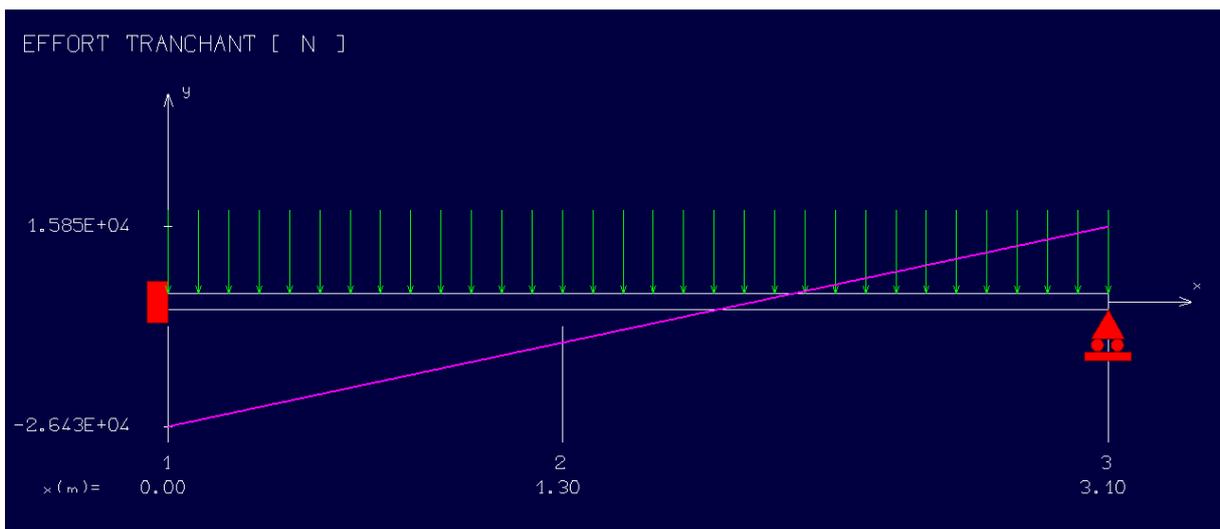


Figure IV.7 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Tableau IV.4 : Les efforts agissent sur le Volée N°1et 3

Effort tranchant [KN]	M_{appui} [KN.M]	$M_{travée}$ [KN.M]
26.43	-16.39	9.21

➤ **Calcul des armatures :**

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9210}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \acute{A}N' \text{ existe pas et ;}$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9210}{348 \times 0,983 \times 14} = 1,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{r28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

(T12 e = 20 cm).

B. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = - 16,39 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16390}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,06$$

$$\mu = 0,06 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \acute{A} N' \text{ existe pas et}$$

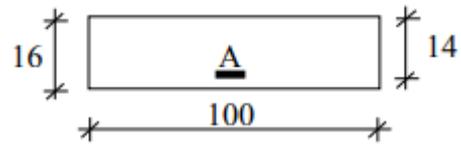


Figure IV. 8 : Section de calcul.

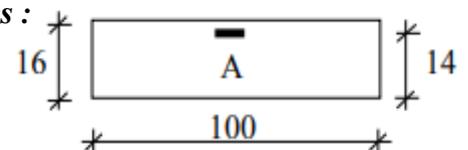


Figure IV.9 : Section de calcul.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,969$$

➤ *Détermination des armatures :*

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16390}{348 \times 0,969 \times 14} = 3,47 \text{ cm}^2$$

➤ *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 3,47 \text{ cm}^2$$

➤ *Choix des armatures :*

5T12 → A = 5,65cm²/ml de préférence prendre 6 T12

• ELS:

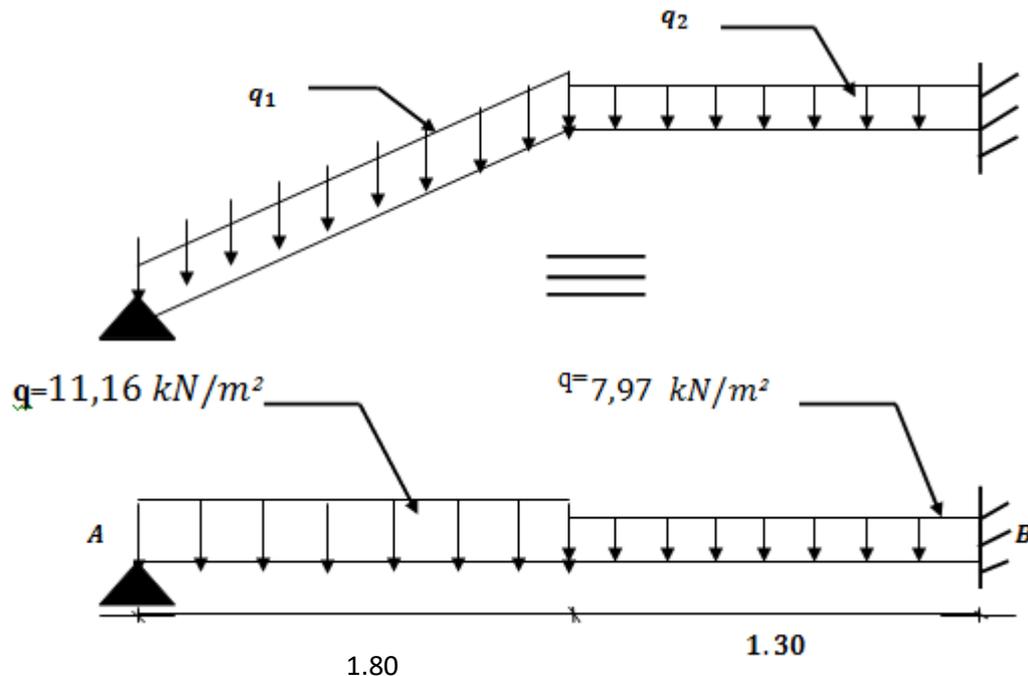


Figure IV.10 : Schémas statique de volée 1 et 3.

Calcul de la charge équivalente :

$$q_{s\ eq} = \frac{1.30 \times 7,97 + 1.8 \times 11,16}{3,1} = 9,82 \text{ KN/ml}$$

- Diagramme des armatures fléchissant et effort tranchant :

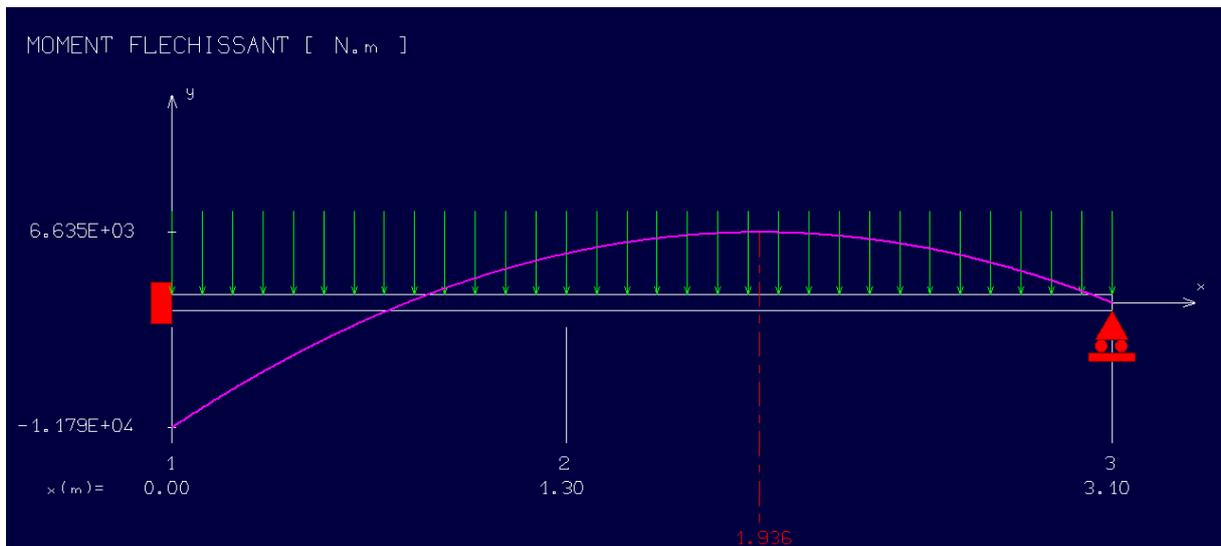


Figure IV.11 : diagramme du moment fléchissant à l'ELS

Tableau IV.5: Les efforts agissent sur le Volée N°1et 3

M_{appui} [KN.M]	$M_{\text{travée}}$ [KN.M]
- 11.79	6.63

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -11,79 \text{ kN.m}$$

Flexion simple
 Section rectangulaire avec $\overline{\alpha} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
 Acier FeE400
 Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{16390}{11790} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,021 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **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 :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\text{T}10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d}$$

$$= \frac{26430}{100.14.100} = 0.19\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$T_u = 0.19\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

➤ Volée N° 02 :

• ELU:

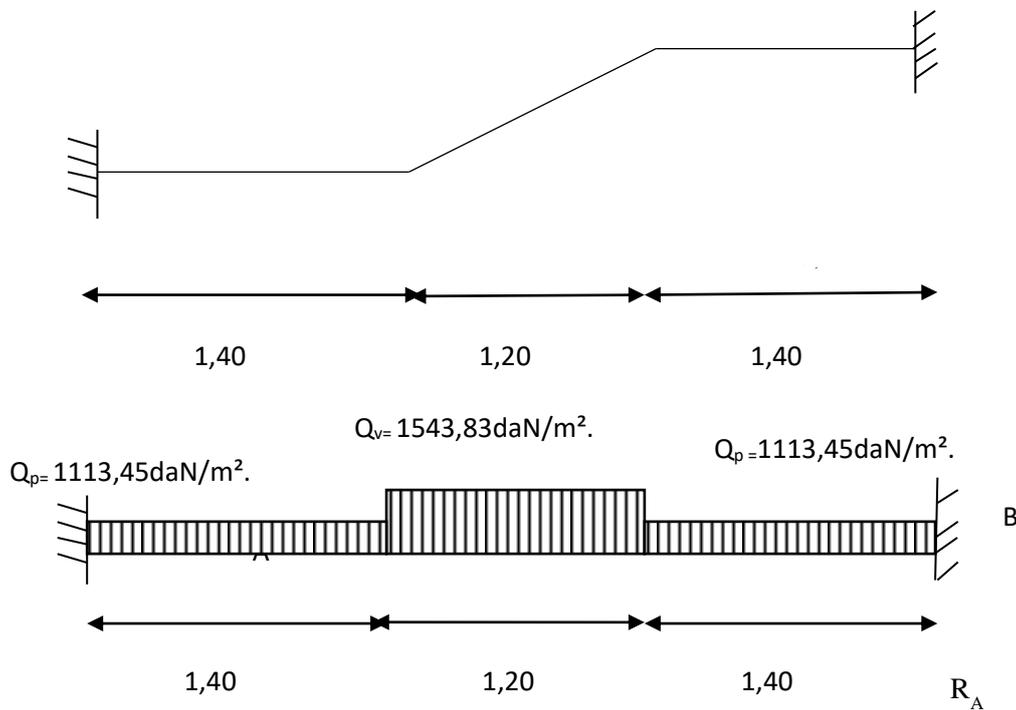


Figure IV.12 : Schémas statique de volée 02.

Calcul de la charge équivalente :

$$q_{s\ eq} = \frac{1.40 \times 1113.45 + 1.2 \times 1543.83 + 1.4 \times 1113.45}{4} = 12,43 \text{ KN/ml}$$

• Diagramme des armatures fléchissant et effort tranchant :

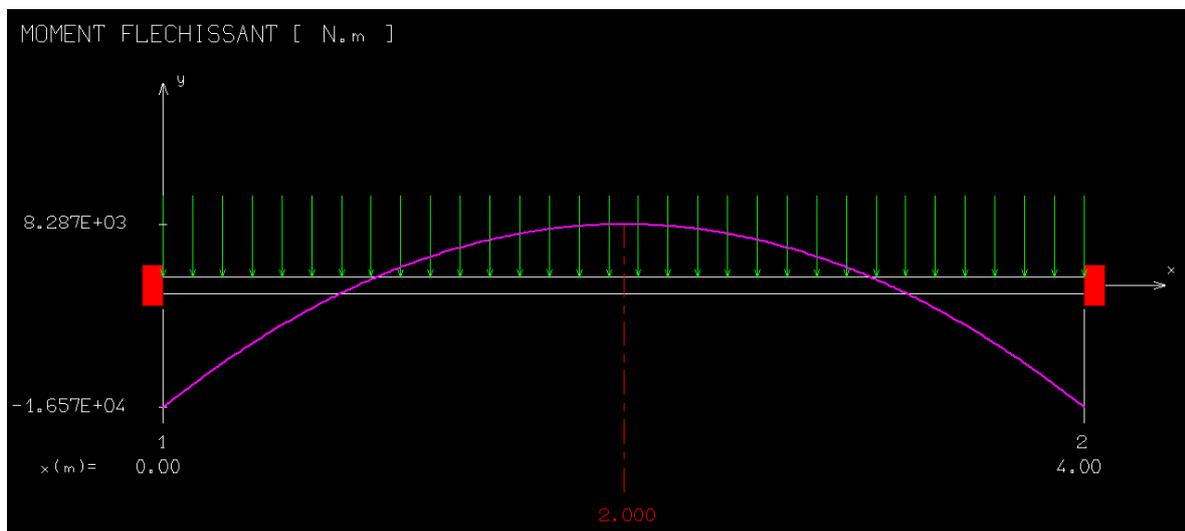


Figure IV.13 : diagramme du moment fléchissant à l'ELU

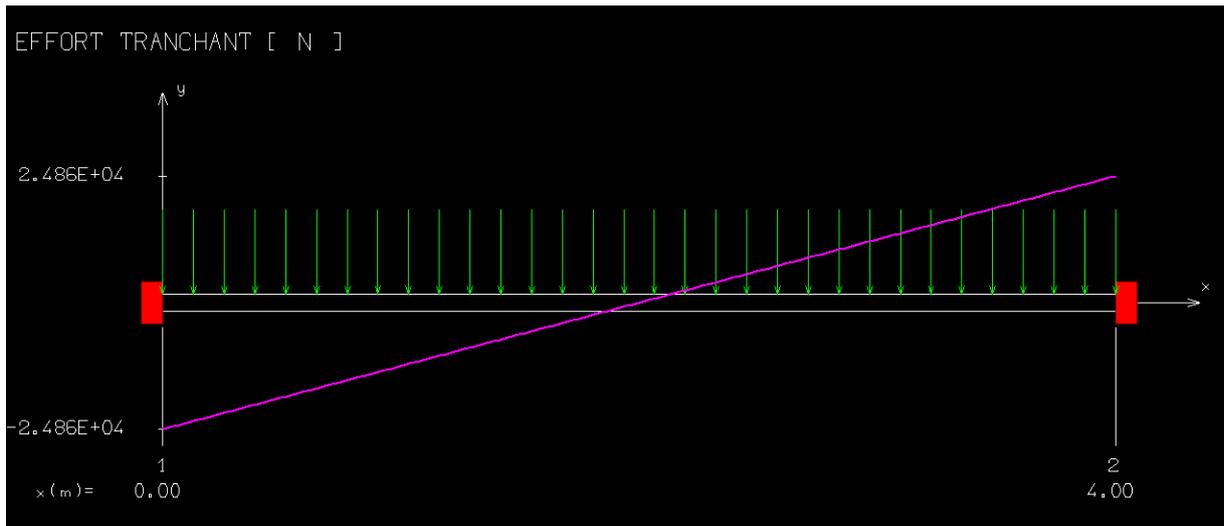


Figure IV.14 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Tableau IV.6: Les efforts agissent sur le Volée N°02

Effort tranchant [KN]	M _{appui} [KN.M]	M _{travée} [KN.M]
-24.86	- 16,57	8,29

➤ **Calcul des armatures :**

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 829 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8290}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

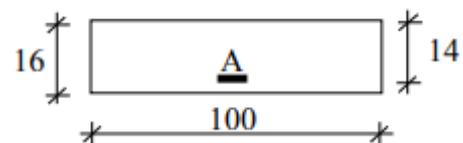


Figure IV.15 : Section de calcul.

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8290}{348 \times 0,985 \times 14} = 1,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

(T12 e = 20 cm).

B.En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -1657 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16570}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,060$$

$$\mu = 0,060 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,969$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16570}{348 \times 0,969 \times 14} = 3,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/ml$$

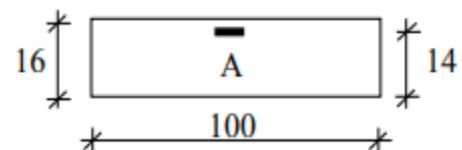


Figure IV.16 : Section de calcul.

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 3.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

5T12 → $A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **ELUS:**

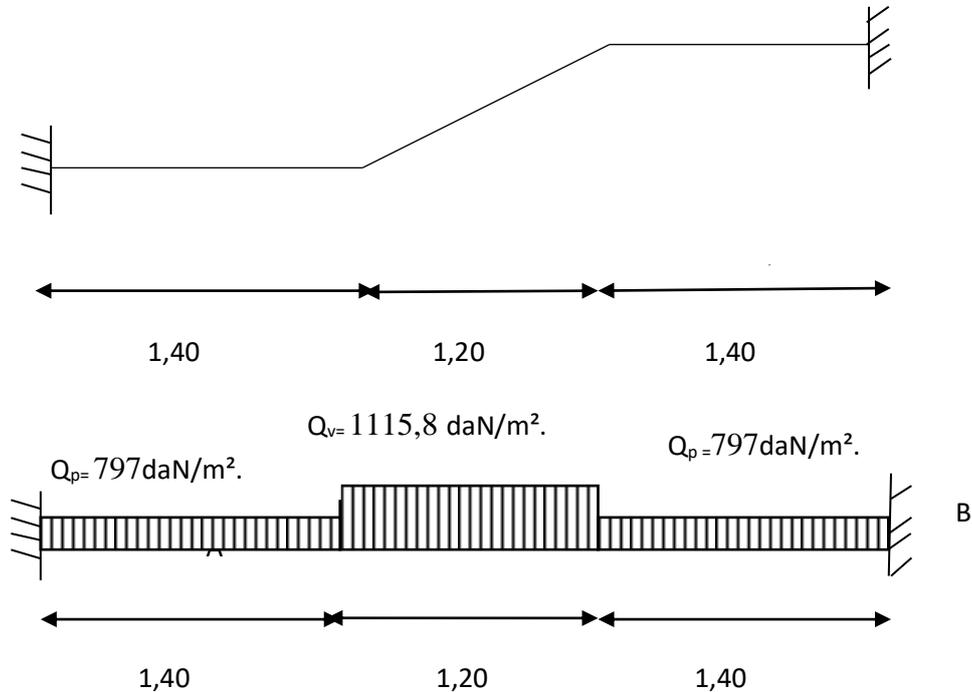


Figure IV.17 : Schémas statique de volée 02.

Calcul de la charge équivalente :

$$q_{s \text{ eq}} = \frac{1.40 \times 797 + 1.2 \times 1115.8 + 1.4 * 797}{4} = 8.93 \text{ KN/ml}$$

- Diagramme des armatures fléchissant et effort tranchant :

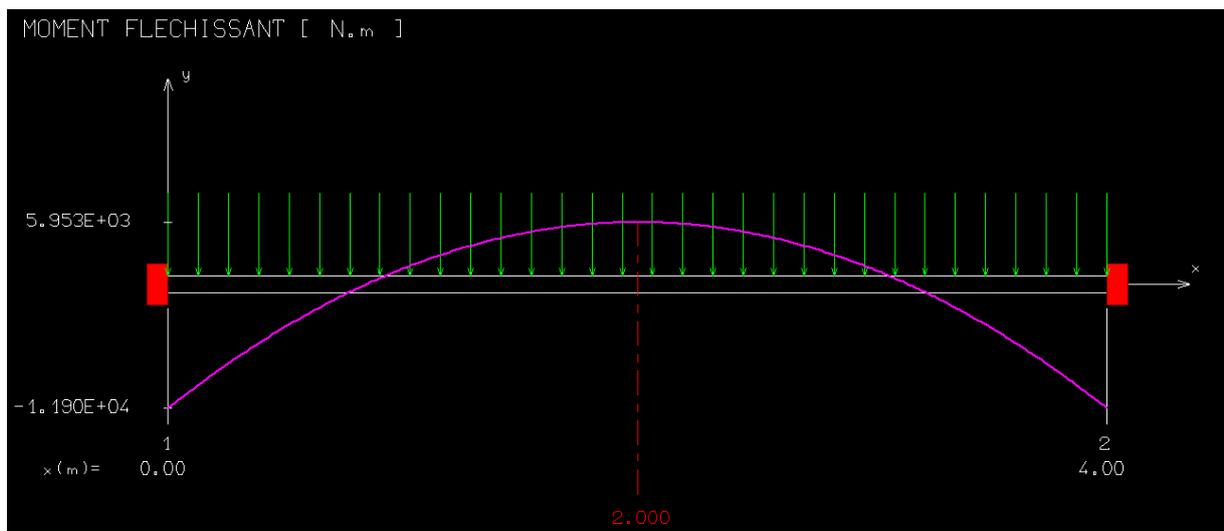


Figure IV.18 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

Tableau IV.7: Les efforts agissent sur le Volée N°02

M_{appui} [KN.M]	$M_{travée}$ [KN.M]
- 11.90	5.93

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

$$M_a^{ser} = -1190 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

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

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{16570}{11900} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,021 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,41 \text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

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

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = -24.86kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{24860}{100 \cdot 14 \cdot 100} = 0,18MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2fc28}{\gamma b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,18MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.1.6 Dessin de ferrailage :

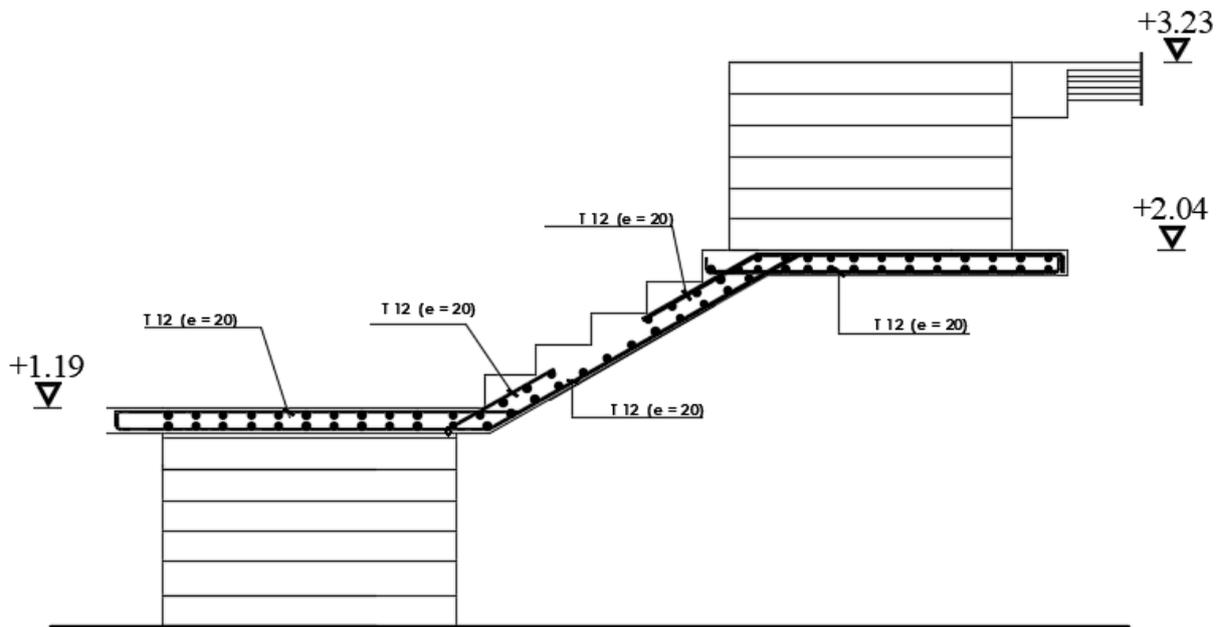


Figure IV.19 : ferrailage d'escalier (Volée 02)

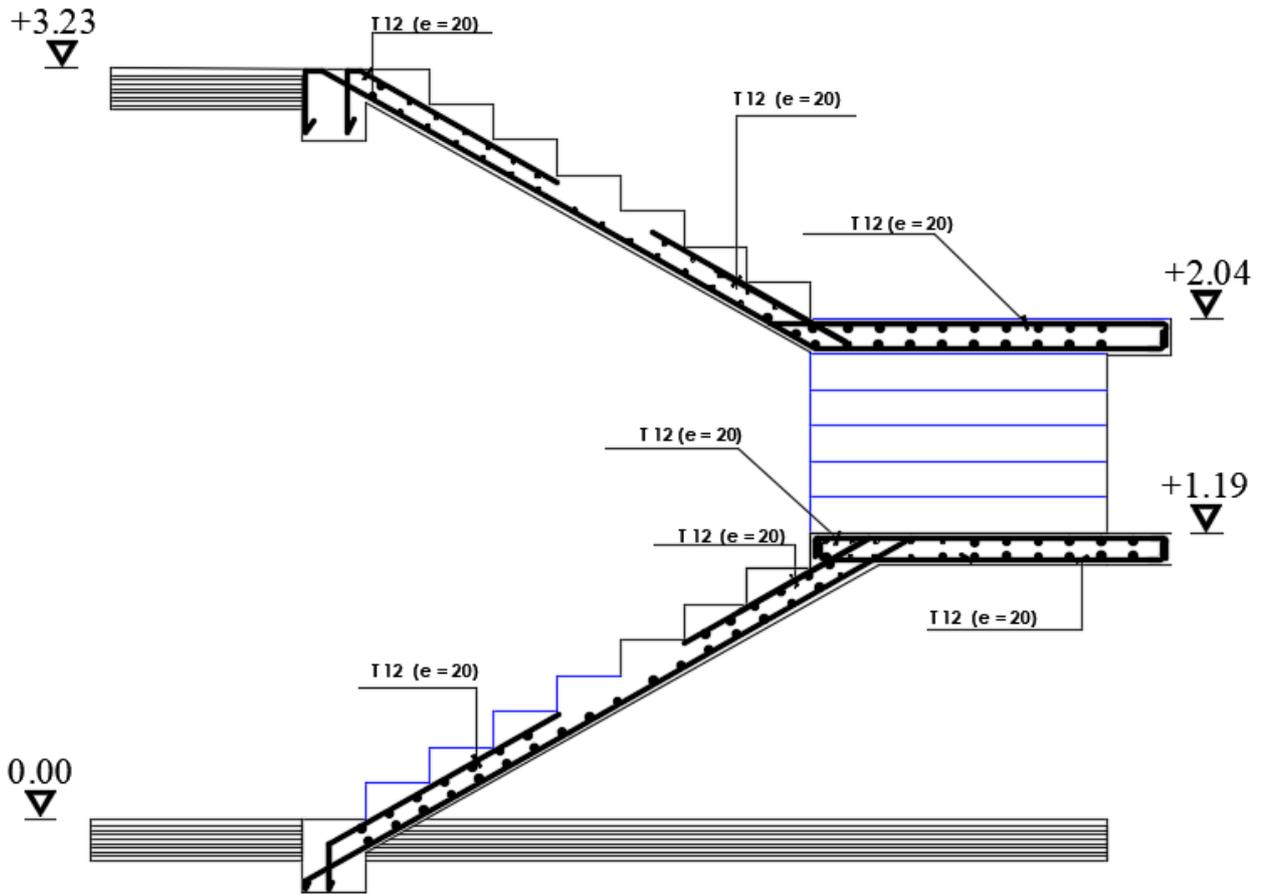


Figure IV.20 : ferrailage d'escalier (Volé 01 et 03)

IV.2 Etude de l'acrotère :

IV.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé .Et il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, (celle de l'encastrement), il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable .Dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U.R et à l'E.U.S. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous :

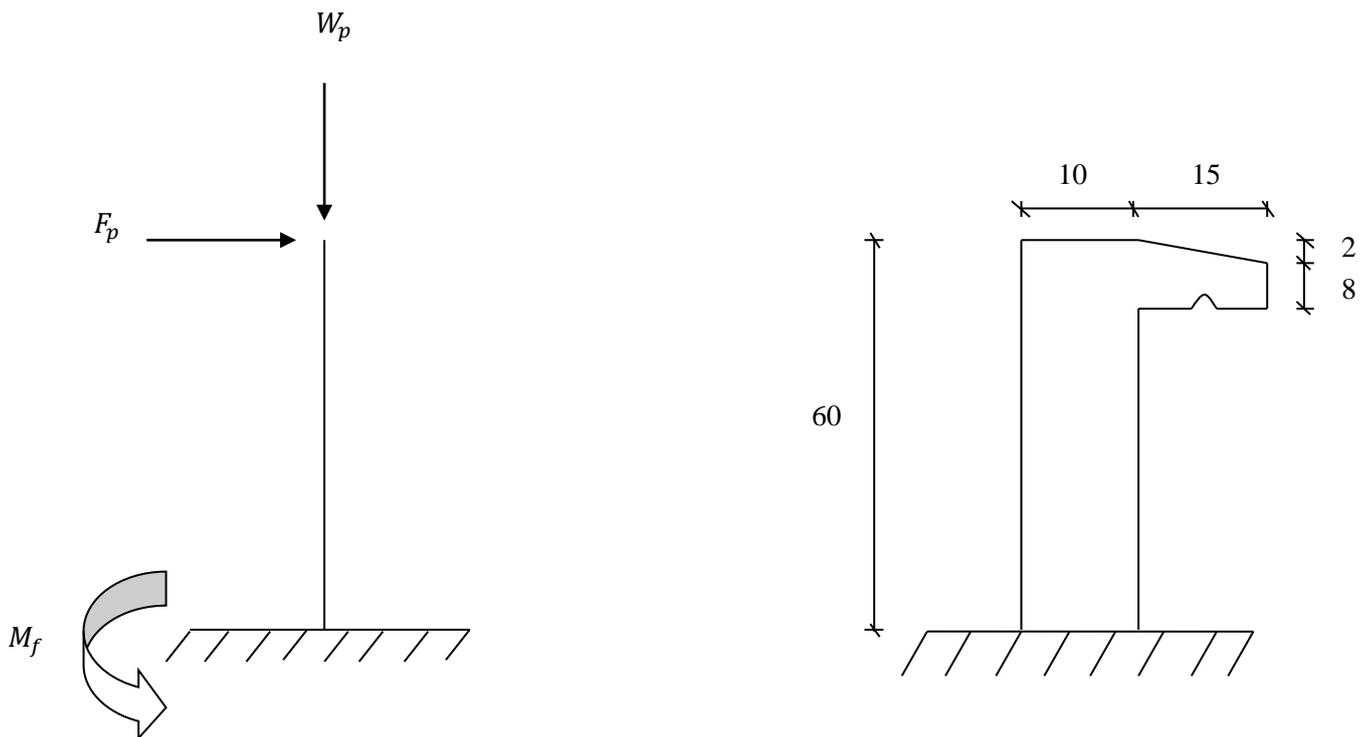


Fig IV.21 : schéma statique de l'acrotère

IV.2.2 Calcul de ferrailage :

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm en flexion composée.

IV.2.3 Détermination des sollicitations :

le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = v * \rho = \left[(0.6 * 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) * 0.15}{2} \right] * 1 * 2500 = 183.75 \text{ daN}$$

La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003)(6.2.3)]

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau4.1]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau6.1]

Pour notre cas bâtiment, on a :

$A=0.20$ (Groupe d'usage 1B, Zone IIa)

$C_p =0.8$ (Elément en console)

$$F_p = 4*0.20*0.8*183.75=117,6\text{daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etal limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35W_p \\ \Rightarrow \\ M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 * 183.75 \\ \Rightarrow \\ M_u = 1.5 * 117,6 * 0.6 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ \\ M_u = 105,84 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

➤ Etat limite de service :

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ \Rightarrow \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 70,56 \text{ daN.m} \end{cases}$$

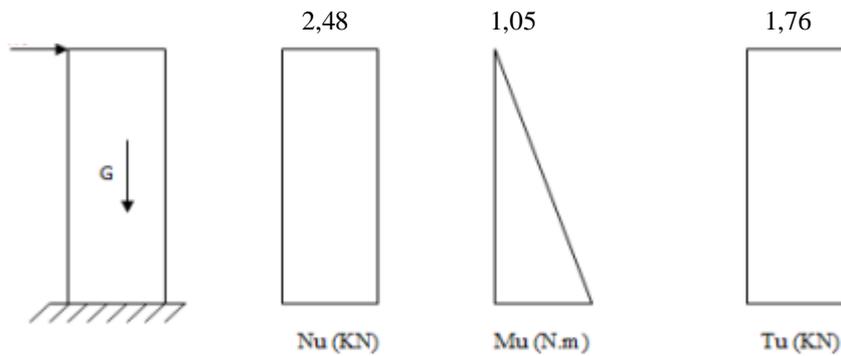


Figure IV.22 : Diagramme des efforts à l'acrotère

IV.2.4 Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bonde de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (*) cm²

- Position du point d'application de l'effort normal (N) :

➤ Etat limite ultime :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{105,84}{248,06} = 0,37m$$

$$e_0 = 0,37m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m$$

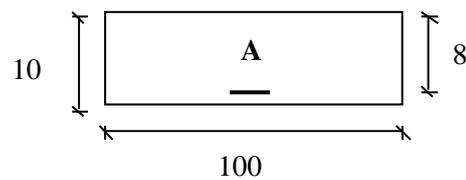
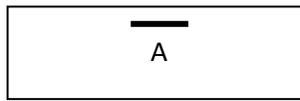


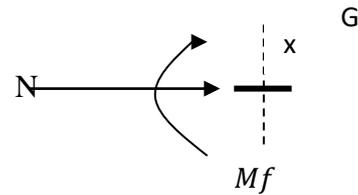
Fig IV. 23: Section de calcul

⇒L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se fera à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

N → C



=



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 * \left(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 113,62 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

$$\mu = \frac{M_t''}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1136,2}{14,17 \times 100 \times (8)^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

- Détermination des armatures :

$$A_t'' = \frac{M_t''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1136,2}{348 * 0.994 * 8} = 0.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.41 - \frac{2480.6}{100 * 348} = 0.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A' = 0$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe 400 , 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 s'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA91/B5.3].

$$A_{min} = 0,25\%.S = 0.0025 * 100 * 10 = 2.50cm^2/ml$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.50 cm^2/ml$$

- Choix des armatures :

5T10 → A=3.93 cm²/ml

(T10 → e = 20 cm)

$$e \leq \min(25 ; 2 * 10)cm \dots \dots CV$$

- Armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2/ml$$

- Choix des armatures :

5T8 → A=2.51 cm²/ml

(T8 → e = 20 cm)

- Etat limite service :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{70,56}{183.75} = 0,38 m$$

$$e_0 = 0.38m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03m$$

⇒ 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 :**

C : Centre de pression (point d'application)

c : la distance du point C ç l'arrête la plus comprimée

y_2 : la distance du point C à l'axe neutre

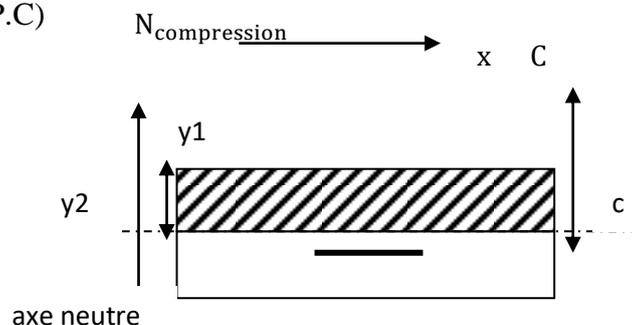


Fig IV. 24: Position de cantre de pression

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieure de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif

- Calcul des contraintes :

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

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 38 - \frac{10}{2} = 33 \text{ cm} \Rightarrow c = -33 \text{ cm}$$

$$P = -3(-33)^2 - \frac{90 * 3.93}{100}(8 + 33)$$

$$P = -3412,05$$

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

$$q = -2 * (-33)^3 - \frac{90 * 3.93}{100} * (8 + 33)$$

$$q = 71728,98$$

y_2 est la solution de l'équation

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 = y_2^3 - 3412,05y_2 + 71728,98$$

Dont la résolution de l'équation est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = 71728,98^2 + \frac{4}{27} \cdot (-3412,05)^3 = -739898142$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 * 71728,98}{2 * (-3412,05)} \sqrt{\frac{-3}{-3412,05}} = -0.94 \Rightarrow \varphi = 160.05^\circ \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{3412,05}{3}} = 67.45 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 67.45 * \cos(53.35) = 40,26 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right) = 67.45 * \cos(53.35^\circ + 120^\circ) = -67 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right) = 67.45 * \cos(53.35^\circ + 240^\circ) = 26,73 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 40,26 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 7,26 < 10 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{D'ou : } y_1 = 7,26 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \cdot 7,26^2}{2} - 15 \cdot 3,93 \cdot (8 - 7,26) = 2591,76 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \cdot 2591,76} = 0,007$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,007 \cdot 7,26 = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,007 \cdot (8 - 7,26) = 0,078 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\text{Avec : } FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

IV.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{max} = 1,5 F_p = 1,5 \cdot 117,6 = 176,4 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{1764}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,02 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$

-Il n'ya pas de risque de bétonnage

⇒Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque :

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

IV.1.6. Dessin de ferrailage :

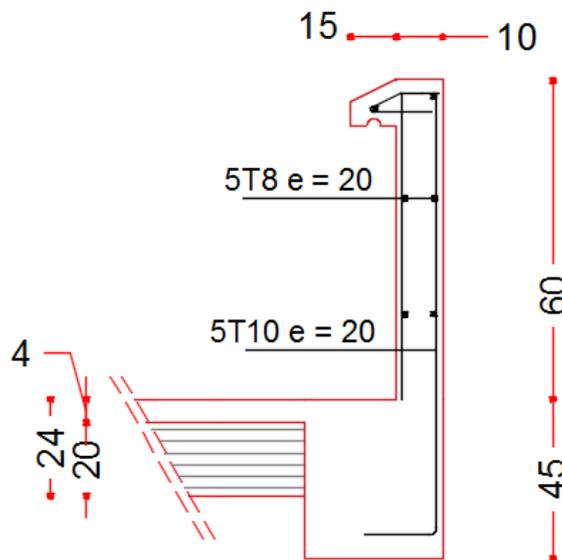


Figure IV.25 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.3 Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente "G" et une surcharge d'exploitation "Q"

Dans notre structure, on a un seul type de balcon :

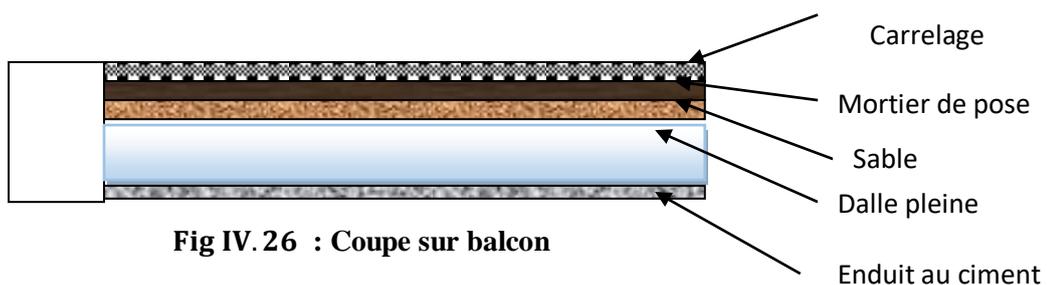


Fig IV. 26 : Coupe sur balcon

IV.3.1 Descente de charges :

- **Epaisseur de balcon :**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12$$

Isolation acoustique : $e \geq 14$

On prend : $h_d = 16\text{cm}$

a. Charges permanentes :

Carrelage +mortier de pose + sable	120daN/m ²
Dalle pleine en béton armé (16cm) *2500 daN/m ²	400 daN/m ²
Enduit au ciment (1,5cm)18daN/m ² /cm	27daN/m ²
	G = 547daN/m²

Tableau IV.8 : Charges permanentes du balcon.

- Charges permanentes $G=5,47 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d’exploitations $Q=3.5\text{KN/ m}^2$
- Pour une bande de 1m de largeur : $G = G1 \times 1,00 = 5,47 \times 1,00 = 5,47 \text{ KN/ml}$
 $Q = Q \times 1,00 = 3,5 \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/ml}$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = Gm \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$Gm = (90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 144 \text{ daN/m}^2 = 1.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1.20\text{m} \Rightarrow P = 1,44 * 1.20 = 1,73\text{kN/ml}$$

Notre Balcon n’est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus 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.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 10\text{mm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$\Rightarrow C = a + \frac{\phi}{2} \quad C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d = h_d - C = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

• **Moment fléchissant :**

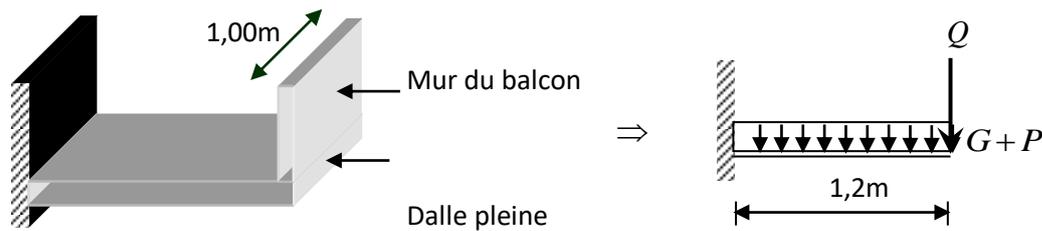


Figure IV.27 : Schéma statique du balcon.

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -[1,35G + 1,5q] \frac{L^2}{2} - 1,35 * P * L * 1,00 = -[(1,35 * 5,47) + (1,5 * 3,50)] * \frac{1,2^2}{2} - 1,35 * 1,73 * 1,2$$

$$M_u = -11,8994 \text{ kN.m}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = -[G + q] \frac{L^2}{2} - P * L * 1,00 = -8,5344 \text{ kN.m}$$

IV.3.2 Calcul du ferrailage :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -11,8994 \text{ kN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11899,4}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

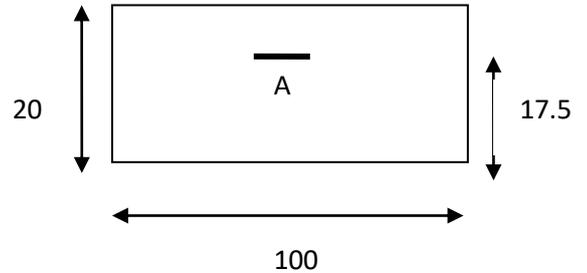


Fig IV. 28 : Section de calcul

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11899,4}{348 \cdot 0,980 \cdot 14,5} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):.

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,41 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

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

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = -8,5344 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{• Flexion simple} \\ \text{• Section rectangulaire sans A'} \\ \text{• Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{11899,4}{8534,4} = 1,39$

$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,051 \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Conclusion :**

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

• **Les armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,41}{4} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Choix des armatures :**

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

• **Calcul des armatures transversales :**

$T_{\max} = (1,35G + 1,5Q) \cdot L + 1,35P$

$= (1,35 \cdot 547 + 1,5 \cdot 350) \times 1,20 + 1,35 \cdot 173$

$T_{\max} = 17,4969 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1749,69}{(100 \times 14,5) \cdot 100} = 0,12 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$ (fissuration peu prejudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)

$\tau_u = 0,15 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas necessaires

Il n'y a pas de reprise de betonage

➤ **Vérification de la fleche :**

• **Conditione la fleche (B.7.5 BAEL 1) :**

$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$

$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

- *Verification si la fleche est necessaire :*

$$\frac{16}{120} > \frac{1}{20} \longrightarrow 0,14 > 0,05 \dots CV$$

$$\rho = \frac{2,41}{100 \times 14,5} = 0,0017 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots CV$$

- *conclusion :*

le calcul de la fleche n'est pas necessaire.

Remarque :

Pour eviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

IV.3.3. Le contre poids :

- *Calcul du contre poids*

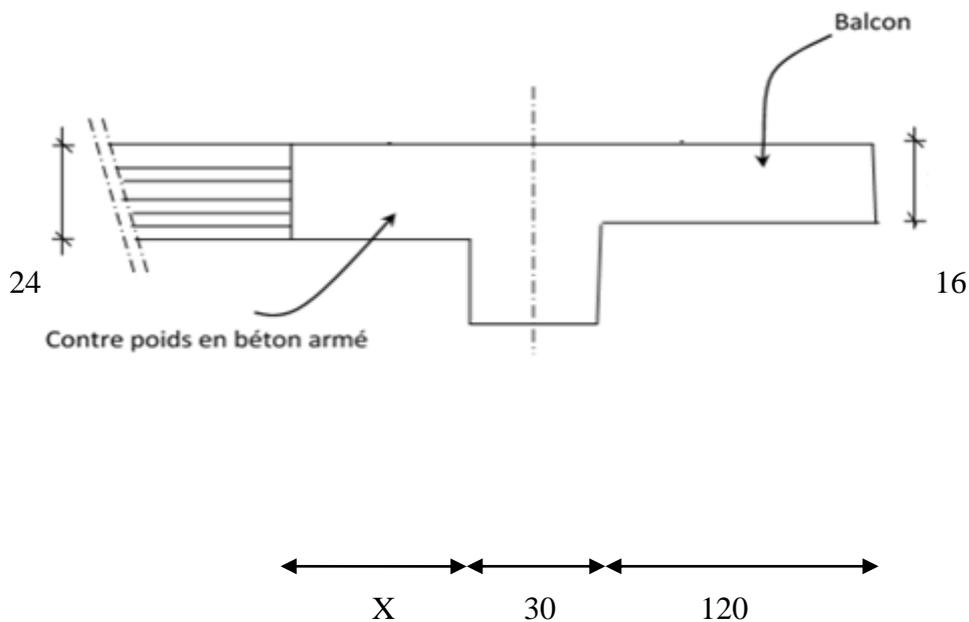


Figure IV.29 :Schéma du balcon avec un contre poids.

On doit avoir : $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}} L \times l_1 \times e_{\text{balcon}} = l \times X \times e_{\text{plancher}}$

D'ou :

$$X = \frac{L \times l_1 \times e_{\text{balcon}}}{l \times e_{\text{plancher}}} = \frac{1,20 \times 1,00 \times 0,16}{1,00 \times 0,24} = 0,80 \text{ m}$$

IV.2.4. Dessin de ferrailage :

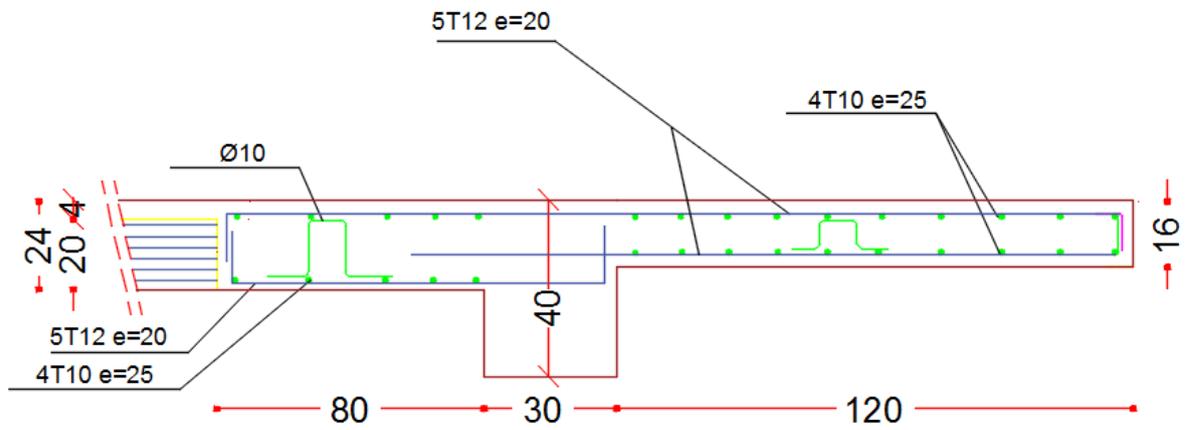


Fig IV.30 : Ferrailage des balcons

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1. Introduction

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à ORAN qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structure pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Robot Bat.

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 (4.5 RPA99 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 **Robot Bat** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

➤ *Présentation du logiciel :*

« **Robot Bat** » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie 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.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normaux, contraintes σ ...).

➤ *Etape de modélisation :*

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (effet p-delta; options d'analyse modale)
- Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
- Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

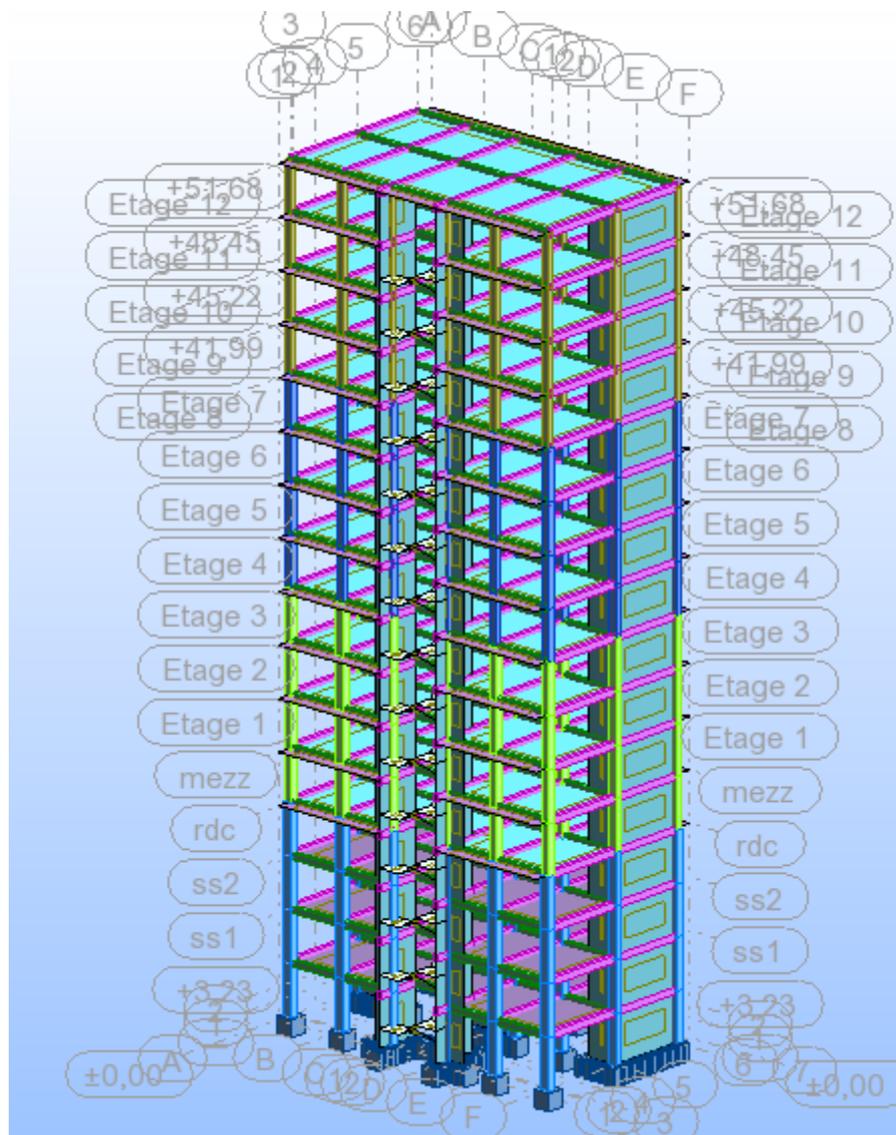


Figure V.1 : Modélisations en 3D par Robot Bat

➤ **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

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $G + 0,2Q$

V.3. choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 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 (version 2003) 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 : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
4. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

• **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe.

Zone IIa : Groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

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 cas, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de la régularité en plan ne sont vérifiées.

➤ Principe :

Par cette 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.

➤ Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=16)

$K \geq 3\sqrt{16} \longrightarrow K \geq 12$ modes.

V.3.2.2. Interprétation des résultats :

➤ 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.

<ul style="list-style-type: none"> - Zone sismique : IIa (wilaya d'ORAN). - Groupe d'usage : 1B. 	}	=> A= 0.20
---	---	------------

• **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 : ξ 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 $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site très meuble (S_4) $\Rightarrow T_2 = 0.70s$ (Tableau 4.7 RPA99 version 2003)

V.4. Calcul de la résultante des forces

- *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 :

$$T = \min (T = C_T \times h_N^{3/4} \quad ; \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 51,68 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 19,5 \text{ m}, \quad D_y = 10,9 \text{ m}$$

C_T : 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 $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T' = 0.05 \times (51.68)^{3/4} \Rightarrow T = 0,96s$$

$$T''_x = 0.09 \frac{51.68}{\sqrt{19.5}} = 1,05s$$

$$T''_y = 0.09 \frac{51.68}{\sqrt{10.9}} = 1,41s$$

$$T_x = \min (0,96 ; 1,09) = 0,96s$$

$$T_y = \min (0,96 ; 1,41) = 0,96$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,882 (0,7/0,96)^{2/3} = 1.79$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,882 (0,7/0,96)^{2/3} = 1.79$$

- *Coefficient de comportement R :*

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99 (version2003)/tableau 4.3]

- 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 donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Totale	0,2	0,2

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

$$Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

- Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \dots \dots \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

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). (Tableau 4.5) (RPA99ver2003).

V.5. 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) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(1.25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta \left(1.25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta \left(1.25A\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

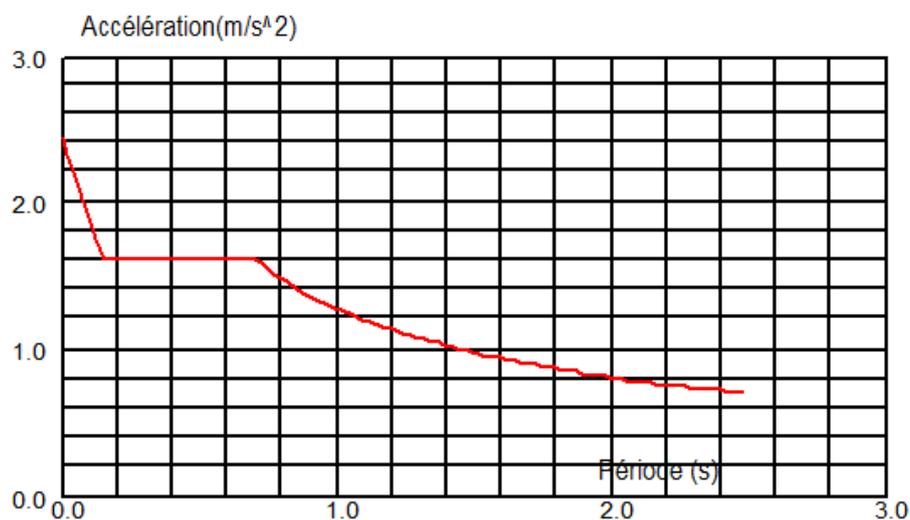


Figure V.2 : Spectre de réponse.

S_a / g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure.

V.6. Etude des variantes

V.6.1. Etude du premier Modèle :

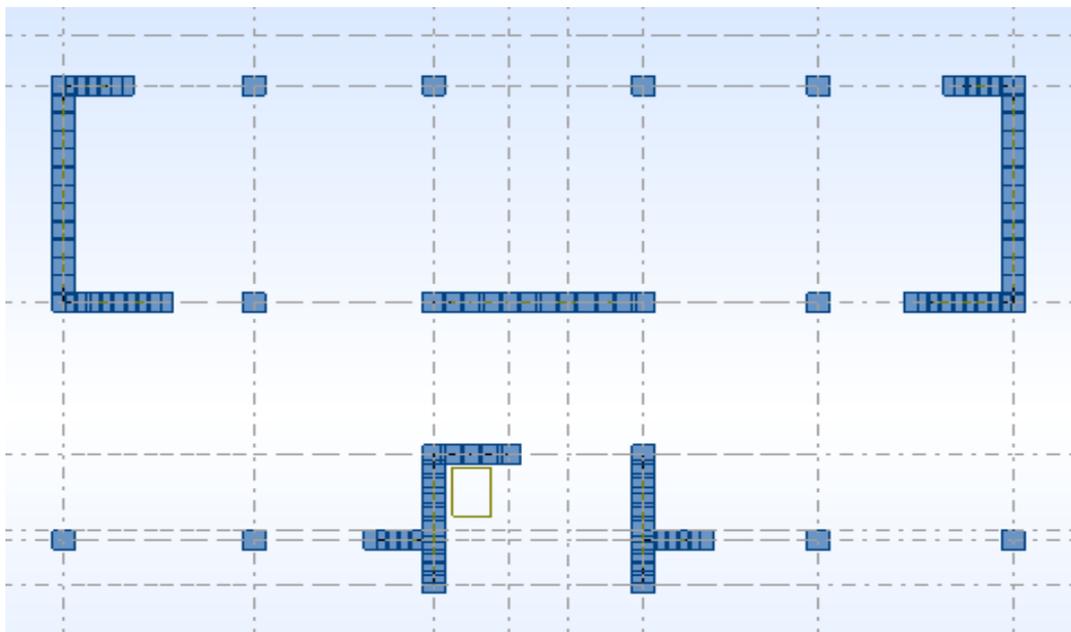


Figure V.3 : Disposition des voiles du 1^{er} model.

Caractéristiques dynamique propres du premier modèle :

Mode	Période	Masse modale U _x (%)	Masse modale U _y (%)	Nature	Masses cumulées U _x	Masses cumulées U _y
1	1,01	0,01	62,77	Trans y	0,01	62,77
2	1,00	65,66	0,01	Trans x	65,67	62,79
3	0,74	3,45	0,00	Torsion	69,13	62,79
4	0,30	13,62	0,00	/	82,75	62,79
5	0,24	0,00	19,12	/	82,75	81,91
6	0,18	0,26	0,00	/	83,01	81,91
7	0,15	6,01	0,00	/	89,02	81,91
8	0,11	0,00	7,20	/	89,02	89,11
9	0,10	0,00	0,02	/	89,02	89,13
10	0,09	3,42	0,00	/	92,44	89,13
11	0,08	0,00	0,04	/	92,44	89,17
12	0,08	0,01	0,00	/	92,44	89,17
13	0,08	0,03	0,00	/	92,47	89,17
14	0,07	0,01	0,00	/	92,48	89,17
15	0,07	0,00	3,23	/	92,49	92,40
16	0,07	0,00	0,00	/	92,49	92,40
17	0,07	0,00	0,04	/	92,49	92,45
18	0,06	1,98	0,01	/	94,47	92,46
19	0,06	0,00	0,00	/	94,47	92,46
20	0,06	0,01	0,00	/	94,47	92,46

Tableau V.2 : Périodes et facteur de participation massique du 1^{er} model.

• **Constations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.01$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 15ème mode.
- Le 1er mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2ème mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3ème mode est un mode de torsion.

• **Vérification de la période :** (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4)

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%

$T_{dyn} = 1.01$ s > $1.3 \times T_{statique} = 1.3 \times 0,96 = 1,25$ s => **Condition Vérifiée.**

V.7. La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Soit : $\frac{ADQ}{R} W$

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot Bat:

$W = 29833,25$ KN

Avec :

$A = 0,20$; $R = 4$; $Q_x = Q_y = 1,20$; $D_x = 1.79$; $D_y = 1.79$

$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q_x}{R} W = 3\,204,09$ KN ⇒ $0.8 V = 2\,563,27$ KN

• La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier **Robot Bat**, la Résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Tableau V.3: Tableau d'Effort tranchant à la base

Spectre	F_x (KN)	F_y (KN)	V (KN)	80% V	$0.8V < F$
E	2717,53	2670,94	3 204,09	2 563,27	√

V.8. 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 : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par ETABS 17

Déplacement relatif admissible (toléré) : $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

D'où : h_k représente la hauteur de l'étage.

Vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant

Niveau	h_k [cm]	δ_k [cm]		Δ_k [cm]		Vérification
		Sens-x	Sens y	Sens x	Sens-y	
12 ^{eme}	323	6,944	1,76	0,352	-0,008	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
11 ^{eme}	323	6,592	1,768	0,376	0,004	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
10 ^{eme}	323	6,216	1,764	0,38	0,004	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
9 ^{eme}	323	5,836	1,76	0,408	0,024	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
8 ^{eme}	323	5,428	1,736	0,404	0,02	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
7 ^{eme}	323	5,024	1,716	0,42	0,044	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
6 ^{eme}	323	4,604	1,672	0,432	0,06	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
5 ^{eme}	323	4,172	1,612	0,468	0,088	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
4 ^{eme}	323	3,704	1,524	0,448	0,096	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
3 ^{eme}	323	3,256	1,428	0,46	0,124	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
2 ^{eme}	323	2,796	1,304	0,46	0,152	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
1 ^{er}	323	2,336	1,152	0,412	0,188	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
Mezz	323	1,924	0,964	0,524	0,204	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
RDC	323	1,4	0,76	0,464	0,22	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
S/sol 01	323	0,936	0,54	0,544	0,292	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm
S/sol 02	323	0,392	0,248	0,392	0,248	< $\Delta_{radm}=3.23$ cm

Tableau V.4 : Déplacements relatifs de tous les niveaux.

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9)

Les effets du second ordre (ou effet **P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k (obtenu par ETABS 17).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi \rightarrow Fi = \frac{w_i \times h_i \times (v_i - F_i)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$$F_T = 0 \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec} \quad \longrightarrow T_x = 0,96 \text{sec} > 0,7 \text{sec} \Rightarrow F_{xt} = \mathbf{215,3148}$$

$$F_T = 0.07 T.V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{sec} \quad \longrightarrow T_y = 0,96 \text{sec} > 0,7 \text{sec} \Rightarrow F_{yt} = \mathbf{215,3148}$$

Remarque :

- ✓ Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- ✓ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Étage	h_K [cm]	P_K [kN]	V_K [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
12 ^{eme}	323	1713,43	19,29	0,352	-0,008	0,0968	-0,0021	✓
11 ^{eme}	323	1728,27	38,92	0,376	0,004	0,0517	0,0005	✓
10 ^{eme}	323	1728,27	58,39	0,38	0,004	0,0348	0,0003	✓
9 ^{eme}	323	1728,27	77,85	0,408	0,024	0,0280	0,0016	✓
8 ^{eme}	323	1790,08	100,79	0,404	0,02	0,0222	0,0010	✓
7 ^{eme}	323	1790,08	120,95	0,42	0,044	0,0192	0,0020	✓
6 ^{eme}	323	1790,08	141,11	0,432	0,06	0,0169	0,0023	✓
5 ^{eme}	323	1790,08	161,26	0,468	0,088	0,0161	0,0030	✓
4 ^{eme}	323	1859,16	188,42	0,448	0,096	0,0137	0,0029	✓
3 ^{eme}	323	1859,16	209,36	0,46	0,124	0,0126	0,0034	✓
2 ^{eme}	323	1859,16	230,29	0,46	0,152	0,0114	0,0038	✓
1 ^{er}	323	1859,16	251,23	0,412	0,188	0,0094	0,0043	✓
Mezz	323	1935,51	283,34	0,524	0,204	0,0111	0,0043	✓
RDC	323	2185,67	344,58	0,464	0,22	0,0091	0,0043	✓
S/s 01	323	2185,67	369,19	0,544	0,292	0,0100	0,0054	✓
S/s 02	323	2185,67	393,76	0,392	0,248	0,0067	0,0043	✓

Tableau V.5: Vérification de l'effort P.

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ L'effet P- Δ est négligeable.

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V.10. Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux et voiles) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2 Définition :

VI.2.1 Poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, constituant des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

VI.2.2 Poutre:

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3 Ferrailage des portiques :

VI.3.1 Combinaison d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions notées :

- G: Charges permanentes.
- Q: Charges d'exploitation.
- E: Effort sismique.

❖ Combinaisons prises en compte :

➤ BAEL91 : Combinaison fondamentales ou bien durables et transitoires ;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow E.L.U$$

$$G + Q \longrightarrow E.L.S$$

➤ RPA99(version2003) : Combinaisons accidentelles ;

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 * G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 * G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

VI.3.2 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres:

Poutres Principales : (30*45) cm²;

Poutres Secondaires : (30*40) cm².

a. Ferrailage réglementaire :

- Recommandation du RPA99(version2003):
 - Armatures longitudinales :
 - Armatures minimales : $0.5\% * B$ en zone I
 - Armatures maximales $\left\{ \begin{array}{l} 4\% * B \text{ en zone courate} \\ 6\% * B \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
 - La longueur de recouvrement est de : $40.\phi$ en zone I

Avec :

B : Section de la poutre

- Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 * S * b$$

Avec :

b: La largeur de la section.

S: L'espacement des armatures transversales.

-L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{4}$$

- **Règlement BAEL91 :**

-La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * d * b \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat" , on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

Types	Etat limite ultime E.L.U		Etat limite de service E.L.S		Situation accidentelle		Effort tranchants T [KN]
	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	
PP (30*45)	91.38	-179.54	67.05	-131.89	96.39	-179.79	143.74
PS (30*40)	141.19	-136.98	103.06	-99.99	194.81	-183.41	264.65

➤ Armatures longitudinales :

- Condition imposée par le RPA99 (version 2003):

-Poutres principales "30*45" : $A_{min} = 0.005 * 30 * 45 = 6,75cm^2$

-Poutres secondaires "30*40": $A_{min} = 0.005 * 30 * 40 = 6cm^2$

- Condition imposée par le BAEL91 :

$$h = 0,45 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$$

-Poutres principales "30*45" : $A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 1.63cm^2$

$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,36\text{m}$

-Poutres secondaires "30*40": $A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 1.12cm^2$

- Exemple de calcul : Poutres principales (30*45) cm²

1. En travée :

➤ **E.L.U :**

$M_t^u = 91.38KN.m$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{91380}{14.17 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.131$$

$\mu = 0.131 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$

$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.176$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.930$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{91380}{348 * 0.930 * 40.5} = 6.97cm^2$$

- Choix des armatures :

4T16 → A=8.04 cm²

➤ **E.L.S :**

$M_t^{ser} = 67.05KN.m$

- ✓ Flexion simple
 - ✓ Section rectangulaire sans A'
 - ✓ Acier FeE400
- $\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Flexion simple} \\ \checkmark \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \checkmark \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 * f_{c28} = 12MPa$

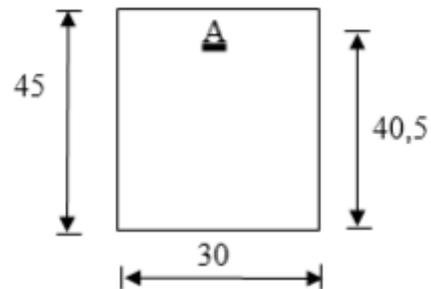


Figure VI.1 : Section de calcul en travée

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = 1.36$

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.109$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 96.39\text{KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{96390}{14.17 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.138$$

$$\mu = 0.138 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.186$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.926$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{96390}{400 \cdot 0.926 \cdot 40.5} = 6.41\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_u) = 6.97\text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T16} \longrightarrow A = 8.04\text{cm}^2$$

2. En appuis :

➤ Etat limite ultime :

$$M_a^u = -179.54 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{179540}{14.17 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.257$$

$$\mu = 0.257 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.379$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.848$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{179540}{348 \cdot 0.848 \cdot 40.5} = 15.02 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T16 + 2T14 \longrightarrow A = 15.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_a^{ser} = -131.89 \text{ KN.m}$$

- ✓ Flexion simple
 - ✓ Section rectangulaire sans A'
 - ✓ Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \checkmark \\ \checkmark \\ \checkmark \end{matrix}} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 * f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = 1.36$$

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.218$$

- **Conclusion :**

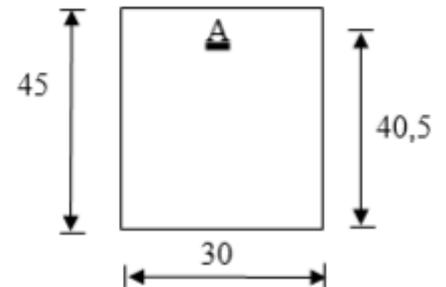


Figure VI.2 : Section de calcul en appuis

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = -179.79\text{KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{179790}{14,17 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.258$$

$$\mu = 0.258 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } B ; \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.258 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.380$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.848$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{179790}{400 \cdot 0.894 \cdot 40.5} = 13.09\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_u) = 15.02\text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6\text{T}16 + 2\text{T}14 \longrightarrow A = 15.17\text{cm}^2$$

3 . Vérification du l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 143.74\text{KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } T_u \leq 0,267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0,9 * d = 0,9 * 40.5 = 36,45\text{cm}$$

$$T_u = 53960N \leq 0.267 * 36,45 * 30 * 25 * 10^2 = 729\,911,25N$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

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

On doit vérifier que :

$$A_L = \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9*d} \right)$$

$$A_L = 15.17cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(143740 - \frac{179540}{0.9*40.5} \right) * 10^{-2} = 3.99cm....CV$$

⇒ Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b*d} = \frac{\pm 143740}{30*40.5*100} = 1.18MP$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2.66MPa$$

$\bar{\tau}_u = 1.18MPa \leq \tau_u = 2.66MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{tmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right) = 1.29 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10mm$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4\phi 10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$
(1 cadre + 1 étrier)

e. Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40cm) = (0.9 * 40.5; 40) = 36.45cm$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{3.14 * 400}{0.4 * 30 * \sin 90} = 104.66cm$$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{3.14 * 0.8 * 400}{30 * (1.18 - 0.3 * 1.8)} = 52.33cm$$

Selon RPA99 (version2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \left(\frac{45}{4}; 12 * 1.4 \right) = 11.25cm \Rightarrow \delta_{t4} = 10 cm$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 cm \Rightarrow \delta_{t5} = 20 cm$$

Donc :

$$\delta_t = 20 cm \quad \text{en zone courante}$$

$$\delta_t = 10 cm \quad \text{en zone nodale}$$

f. Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0.003 * 10 * 30 = 0.9cm^2$$

- Zone courante :

$$A_{tmin} = 0.003 * 20 * 30 = 1.8cm^2$$

4. Longueur de recouvrement :

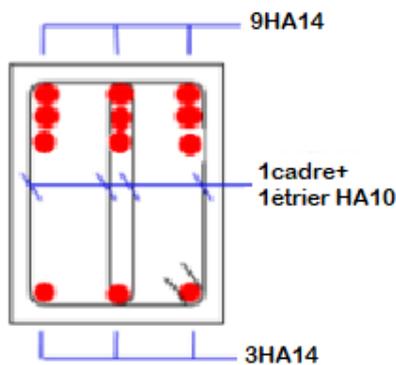
$$L_r = 40. \phi$$

Etant donnée que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les mêmes que ceux déjà montrés ci dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VI.2 :Tableau récapitulatif de ferrailage des blocs

Type des poutres		Amin [cm ²]		Acal [cm ²]	Barres choisies	Acor [cm ²]	Longueur de Recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres Principales	Appuis	1,63	6,75	15.02	6T16+ 2T14	15.17	64
	Travées			6.97	6T14	8.04	56
Poutres secondaires	Appuis	1.12	6	12.8	9T14	13.85	56
	Travées			13.26	9T14	13.85	56

En Appuis



En travées

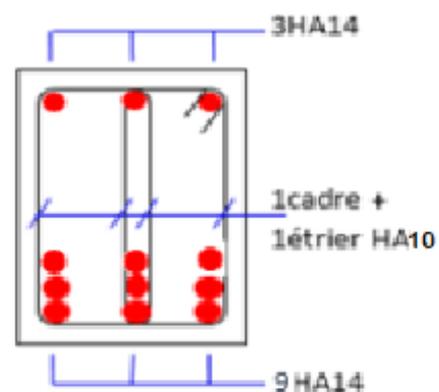


Fig.VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3.3 Ferrailage des poteaux :

- Leurs rôles :

-Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux).

-Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques

-Limiter l'encombrement (surface réduites des sections de poteaux)

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (y et z), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et le moment fléchissant M selon les cas suivants:

1. N_{max}, M_{zzcorr} et N_{max}, M_{yycorr}
2. M_{zzmax}, N_{corr}
3. M_{yymax}, N_{corr}
4. N_{min}, M_{zzcorr} et N_{min}, M_{yycorr}

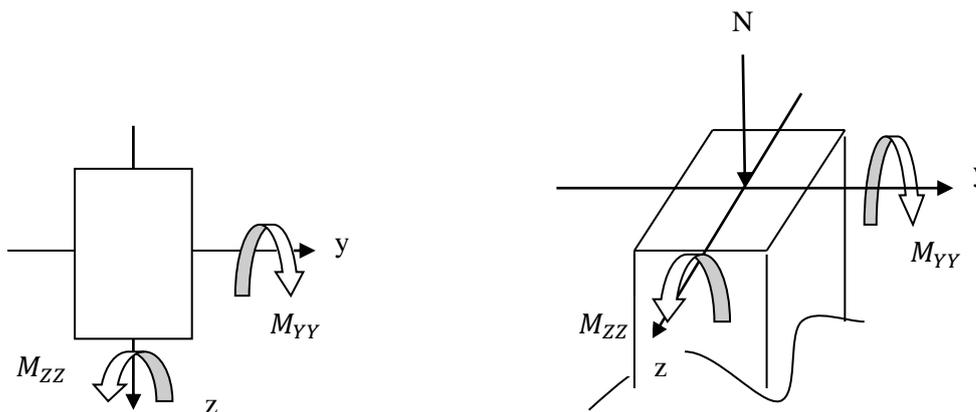


Fig VI.4: Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot Bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorables ($1.35G + 1.5Q$) pour la situation durable et ($G + Q \pm E$) et ($0.8G \pm E$) pour la situation accidentelle. [PA99/V2003]

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

- Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes : Conditions de RPA99 (version2003):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.7 % en Zone I

- Leur pourcentage maximale sera de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ en zone I
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I
- 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 :
- $L'=2h$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60cm\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b et a : Section d'un poteau ;

h_e : Hauteur libre entre deux étages.

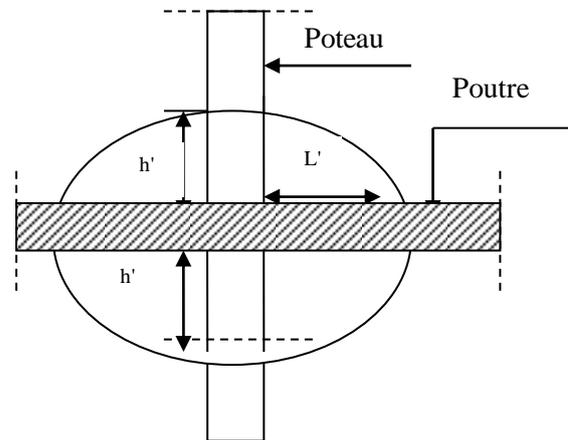


Fig VI.5: La zone nodale

- Condition de BAEL91: [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4cm^2$ Par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée

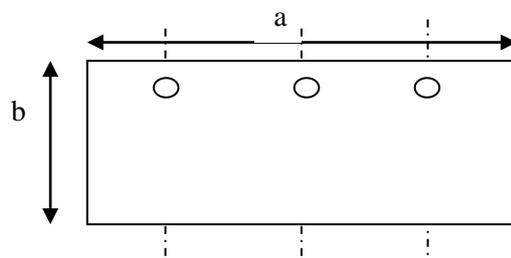
Avec :

B : Section totale du poteau.

$$A_{min} = \frac{ft28}{fe} * B \quad \text{Pour une section entièrement tendue}$$

-Pour les sections rectangulaires, la distance de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b + 10cm; 40cm)$$



B : Petite coté du rectangle.

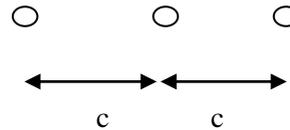


Fig VI.6 : Espacement entre les armatures longitudinale

➤ Les armatures transversales :

▪ Conditions de RPA99 (version2003):

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a * T_u}{a * f_e}$$

Avec:

T_u : Effort tranchant ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élancement géométrique λ_g

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

➤ Espacement entre les armatures transversales δ_t

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm}) \quad (\text{Zone I})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L \quad (\text{Zone I})$$

➤ Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t * b}$ en % est donné comme suit :

Si

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow 0.4\%$$

$$-\lambda_g \leq 3 \longrightarrow 0.8\%$$

$-3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

▪ Conditions de BAEL91: [B.A.E.L91/A.8.1.3]:

-Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{Lmax}$$

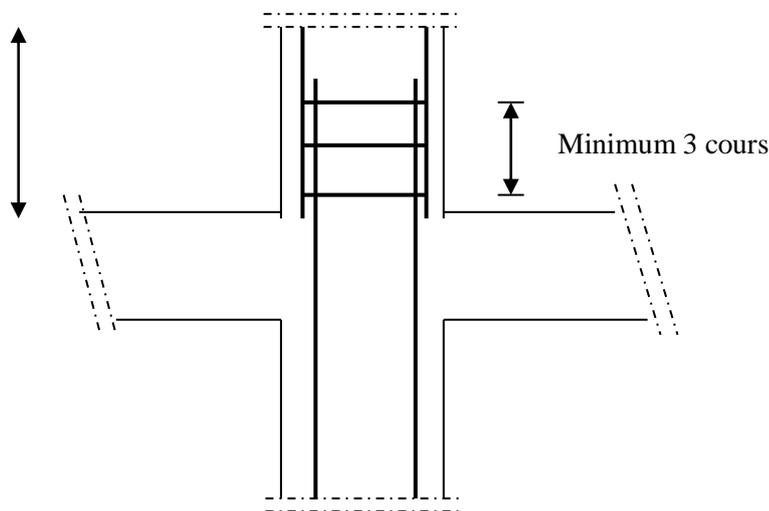
-L'espacement des armatures transversales à pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{Lmin}; 40cm; b + 10cm)$$

Avec :

b: Plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ϕ_{Lmin} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.



➤ Solli Fig VI.7 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Tableau VI.3 :Tableau récapitulatif des sollicitations

combinaison	Section (cm ²)	50*60	45*55	40*50	35*45
	sollicitations				

E.L.U (1.35G+1.5Q)	Cas1	$N^{max} (KN)$	2250,28	1800,87	1396,18	670,78
		$M_y^{corr} (KN.m)$	14,57	28,80	30,47	30,53
		$M_z^{corr} (KN.m)$	1,10	10,50	6,97	3,16
Situation accidentelle	Cas1	$N^{max} (KN)$	2264,86	1519,48	1134,84	527,47
		$M_y^{corr} (KN.m)$	112,22	26,79	16,10	16,52
		$M_z^{corr} (KN.m)$	30,99	13,33	27,73	41,95
	Cas2	$M_z^{maxr} (KN.m)$	1147,22	96,33	91,19	61,55
		$N^{corr} (KN)$	101,36	1062,43	661,22	226,33
	Cas3	$M_y^{maxr} (KN.m)$	103,01	52,48	56,21	48,57
		$N^{corr} (KN)$	788,75	733,31	537,23	233,23
	Cas4	$N^{min} (KN)$	810,81	442,69	178,19	4,48
		$M_y^{corr} (KN.m)$	98,6	26,76	25,15	1,62
		$M_z^{corr} (KN.m)$	17,16	11,95	11,43	2,76
E.L.S (G+Q)		N_{ser}	1636,62	1309,08	1015,05	488,29
		M_{ser}	5,75	20,84	22,05	20,51
Effort tranchant		T(KN)	84,81	39,81	42,47	45,37

➤ **Calcul des armatures** :(Exemple de calcul, poteau (60*60) cm²)

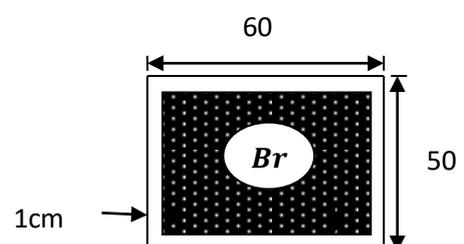
a. Les armatures longitudinales :

➤ **Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime :(1,35G+1,5Q)

➤ **1^{er} Cas** : Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :



$$N=2250,28 \text{ KN}$$

$$M = 14,57 \text{ KN.m}$$

$$b = 50\text{cm} ; h=60 \text{ cm} \quad d=54\text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14.57}{2250.28} = 0.0065\text{m} = 0.65\text{cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = 0.65 < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5\text{cm}$. On a une compression excentrée.

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \sigma_2} = \frac{2250.28 \cdot 10^3 - 100 \cdot 50 \cdot 60 \cdot 14.17}{100 \cdot 348} = 57.49 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0\text{cm}^2$$

❖ **Etat limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F):**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14.57}{2250.28} = 0.0065\text{m} = 0.65\text{cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 * \frac{226.1}{60} = 13.04 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 * e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{323}{250} = 1.22\right) = 2\text{cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 * \left(\frac{13.04}{35}\right)^2 = 1.028 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 0.65 + 2 = 2.65\text{cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 2317.79\text{KN} \\ M'_1 = 61.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 2.65\text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

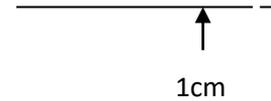


Fig VI.8: Section réduite du béton

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section, alors :

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

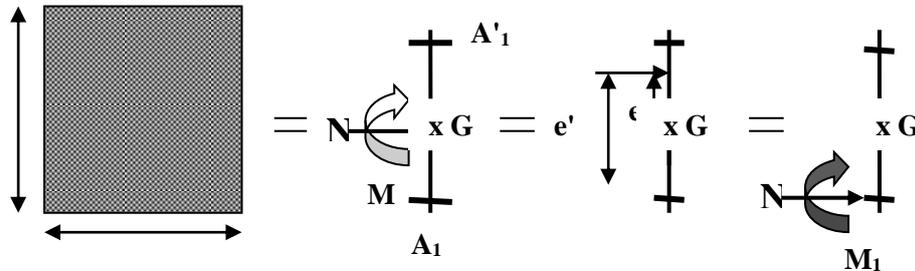


Fig VI.9 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 14.17 * 50 * 60 * 10^{-3} = 652.54 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N * e = 2317.79 * 0.2665 = 617.69 \text{KN.m}$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2.65 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 26.65 \text{cm}$$

$$(2) = 2317.79 * (54 - 6) * 10^{-2} - 617.69 = 494.85 \text{KN.m}$$

(2)=494.85KN.m < (1)=652.54KN.m ⇒ S.P.C ⇒ Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{617690}{14.17 \times 50 \times (54)^2} = 0.299$$

$$\mu = 0.299 < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.457$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.817$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{617690}{348 \cdot 0.817 \cdot 54} = 40.23 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 40.23 - \frac{2250280}{100 \cdot 348} = -24.43 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens z-z :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 2250, 28 \text{ KN}$$

$$M = 1,10 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.10}{2250.28} = 0.00049 \text{ m} = 0.049 \text{ cm}$$

$$: e = 0.049 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \cdot \frac{226.1}{60} = 13.08 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{323}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{13.08}{35}\right)^2 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 0.049 + 2 = 2.05 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 2317.79 \text{ KN} \\ M'_1 = 47.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 2.05\text{cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section , alors

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

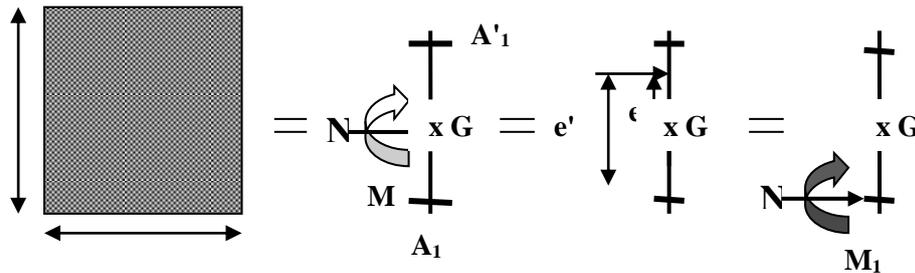


Fig VI.10 : schéma statique

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 14.17 * 50 * 60 * 10^{-3} = 652.54\text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N * e = 2317.79 * 0.2605 = 603.78\text{KN.m}$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2.05 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 26.05\text{cm}$$

$$(2) = 2317.79 * (54 - 6) * 10^{-2} - 603.78 = 508.76\text{KN.m}$$

(2)=508.76KN.m < (1)=626.50KN.m ⇒S.P.C⇒Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

(2) < (1) ⇒S.P.C⇒Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{603780}{14.17 \times 50 \times (54)^2} = 0.292$$

$$\mu = 0.292 < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.444$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.822$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{603780}{348 \cdot 0.822 \cdot 54} = 39.09 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 39.09 - \frac{2250280}{100 \cdot 348} = -25.57 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- **Situation accidentelle :** (G+Q±E; 0.8G ± E)

1^{er} Cas:

- **Sens y-y :**

La sollicitation prises en compte :

$$N = 2264,86 \text{ KN}$$

$$M = 112.22 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{112.22}{2264.86} = 0.049 \text{ m} = 4.9 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = 4.9 < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$. On a une compression excentrée.

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \sigma_2} = \frac{2264.86 \cdot 10^3 - 100 \cdot 50 \cdot 60 \cdot 14.17}{100 \cdot 400} = -49.65 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F):**

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \cdot \frac{226.1}{60} = 13.04 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

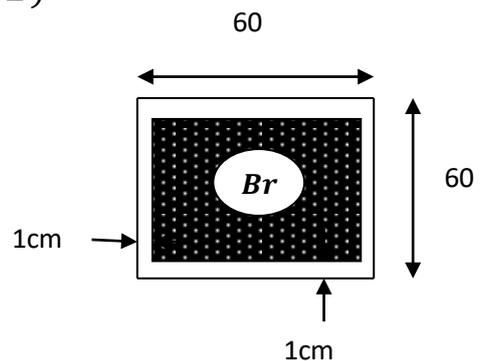


Fig VI.11 : Section réduite du béton

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 * e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{323}{250} = 1.22\right) = 2cm$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 * \left(\frac{13.04}{35}\right)^2 = 1.028 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 4.9 + 2 = 6.9cm$$

$$\begin{cases} N_1 = 2332.81KN \\ M'_1 = 160.96 KN.m \end{cases}$$

$$e_1 = 6.9cm \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30cm$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section, alors :

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

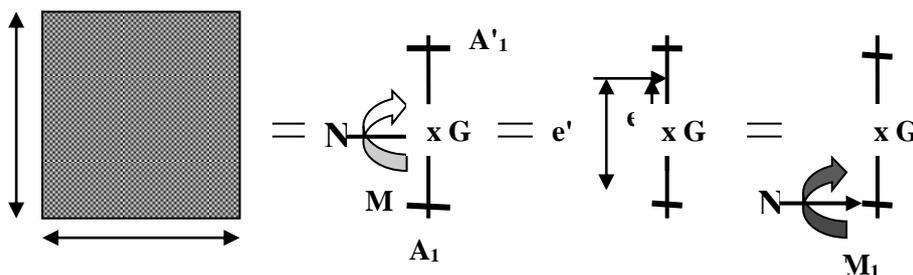


Fig VI.12 :Schéma statique

$$(1) = (0.337 * h - 0.81 * c_1) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337 * 60 - 0.81 * 6) * 14.17 * 50 * 60 * 10^{-3} = 652.54KN.m$$

$$(2) = N_1 * (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N * e = 2264,86 * 0.309 = 699.84KN.m$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 6.9 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 30.9 \text{ cm}$$

$$(2) = 2332.81 * (54 - 6) * 10^{-2} - 699.84 = 419.91 \text{ KN.m}$$

(2)=419.91KN.m < (1)=652.54KN.m ⇒ S.P.C ⇒ Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{699840}{14.17 \times 50 \times (54)^2} = 0.339$$

$$\mu = 0.339 < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.540$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.784$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{699840}{400 * 0.784 * 54} = 41.33 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 41.33 - \frac{2264860}{100 * 400} = -15.29 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ **Sens z-z :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 2264, 86 \text{ KN}$$

$$M = 30.99 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30.99}{2264.86} = 0.014 \text{ m} = 1.4 \text{ cm}$$

$$: e = 1.4 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 * \frac{226.1}{60} = 13.04 \leq 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{323}{250}\right) = 2cm$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{13.04}{35}\right)^2 = 1.03$$

$$e_1 = e + e_a = 1.4 + 2 = 3.4cm$$

$$\begin{cases} N_1 = 2332.81KN \\ M'_1 = 79.32 KN.m \end{cases}$$

$$e_1 = 3.4cm \leq e_0 = \frac{h}{2} = 30cm$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'inférieur de la section, alors

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

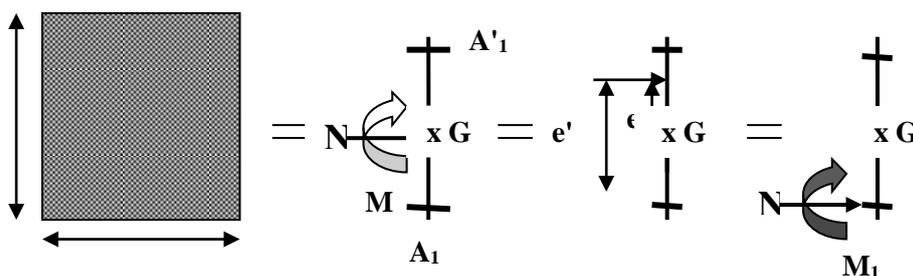


Fig VI.13: schéma statique

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$(1) = (0.337 \cdot 60 - 0.81 \cdot 6) \cdot 14.17 \cdot 50 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = 652.54KN.m$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e = 2264,86 \cdot 0.274 = 620.57KN.m$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 3.4 + \left(\frac{60}{2} - 6\right) = 27.4 \text{ cm}$$

$$(2) = 2332.81 * (54 - 6) * 10^{-2} - 620.57 = 499.18 \text{ KN.m}$$

(2)=499.18KN.m < (1)=652.54KN.m ⇒ S.P.C ⇒ Le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{620570}{14.17 \times 50 \times (54)^2} = 0.300$$

$$\mu = 0.300 < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.459$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.816$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{620570}{400 * 0.816 * 54} = 35.21 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 35.21 - \frac{2264860}{100 * 400} = -21.41 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- Conclusion :

$$A_{cal} = (A_{ELU}; A_{Acc}) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.008 * 50 * 60 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL} = \max \left[\frac{0.2 * b * h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 * 50 * 60}{100}; \frac{8(50+60)}{100} \right] = [6; 8.8] = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = (0; 24; 8.8) = 24 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$(12T12+8T14) \rightarrow A=25.89\text{cm}^2$$

➤ **Vérification à l'état limite de service :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à L'ELS sous sollicitations de $(N_{ser} ; M_{ser})$
- La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_b = 0.6 * f_{c28} = 12\text{MPa}$

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{5.57}{1636.62} = 0.0034\text{m} = 0.34\text{cm}$$

$$e_0 = 0.34 < \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

⇒ le point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} se trouve à l'intérieure de la section

$$e_0 = 0.34 < \frac{h}{2} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$B_0 = b * h + 15(A'_1 + A'_2) = 50 * 60 + 15(25.89 + 25.89) = 3776.7\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b * h^2}{2} + 15(A'_1 * c + A'_2 * d) \right] = \frac{1}{3776.7} \left[\frac{50 * 60^2}{2} + 15(25.89 * 6 + 25.89 * 54) \right] = 54.83\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 54.83 = 5.17\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1 (V_1 - c_1)^2 + A_2 (V_2 - c_2)^2)$$

$$I = \frac{50}{3} (54.83^3 + 5.17^3) + 15(25.89(54.83 - 3)^2 + 25.89(5.17 - 3)^2) = 3790534.2\text{cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 5.57 - 1636.62 \left(\frac{0.6}{2} - 0.55 \right) = 4.15$$

➤ **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I}{[B+15(A_1+A_2)]*V_2}$$

$$e_G = 0.34 < \frac{3790534.2}{[50*60+15(25.89+25.89)]*5.17} = 194.13cm \Rightarrow \text{la section est}$$

entièrement comprimée

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100*B_0} = \frac{1636620}{100*50*60} = 5.49MPa$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{4150}{3790534.2} = 0.0011$$

$$\sigma'_b = \sigma_0 + k * V_1 = 5.49 + 0.0011 * 54.83 = 5.55MPa$$

$\sigma'_b = 5.55MPa < \sigma_b = 0.6f_{c28} = 12MPa \Rightarrow$ Les armatures calculée a l'ELU seront maintenues

- **Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{1.4}{3} = 0.47cm$$

Donc on prendra $\phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE400

- **Espacement des armatures transversales :**
- **Suivant les règles BAEL91:**

$$t \leq \min(15\phi_{Lmin}; 40cm; b + 10cm) = \min(15 * 1.2; 40; 60 + 10) = 18cm$$

$$\Rightarrow t = 15cm$$

- **D'après les règles RPA99 (version2003) : Zone I**

➤ Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_{Lmin}; 15cm) = \min(10 * 1.2; 15cm) = 12cm$$

$$\Rightarrow t = 10cm$$

➤ Zone courante :

$$t \leq 15\phi_{Lmin} = 15 * 1.2 = 18cm$$

$$\Rightarrow t = 15cm$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{60} = 3.78 < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% * b * t = 0.005 * 50 * 10 = 2.5\text{cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 60 * 2 = 120\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

- **Armatures transversales :**

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

$$T_{\max} = 84,81\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b * d * 100} = \frac{84810}{50 * 54 * 100} = 0.314$$

Selon le C.B.A93 : Art A.5.1.2.1 :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.66\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.31\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.66\text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \phi_{L_{\max}}$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; le ferrailage sera résumé dans les tableaux suivants

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif

Section	$A_{min}(cm^2)$		Ferrailage	$A(cm^2)$	Long de rec (cm)
	RPA	BAEL			
50*60	24	8.8	4T20+ 8T16	28,65	80
45*55	19.8	8	4T16+8T14	20,36	64
40*50	16	7.2	6T16+4T14	18.22	64
35*45	12.6	6.4	10T14	15,39	56

Ferrailage du poteau 1 (50× 60) :

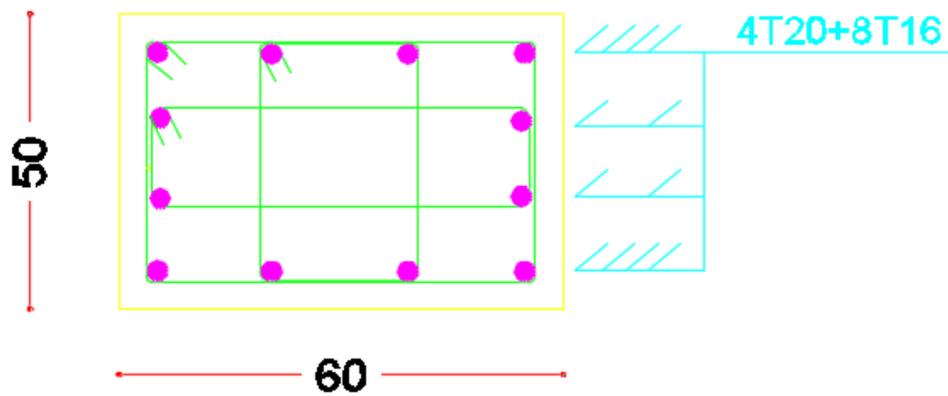


Figure VI.14 : Ferrailage du poteau (50× 60)

Ferrailage du poteau 2 (45× 55) :

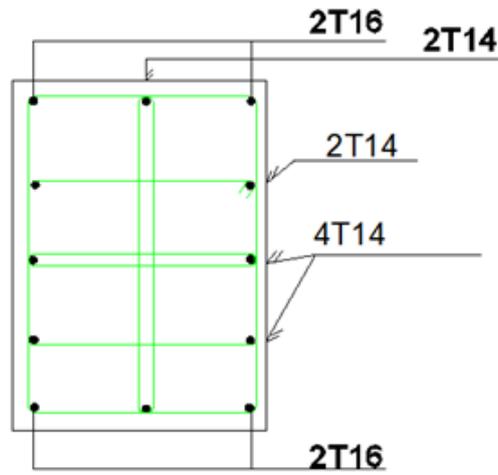


Figure VI.15. : Ferrailage du poteau (45× 55)

Ferrailage du poteau 3 (40× 50) :

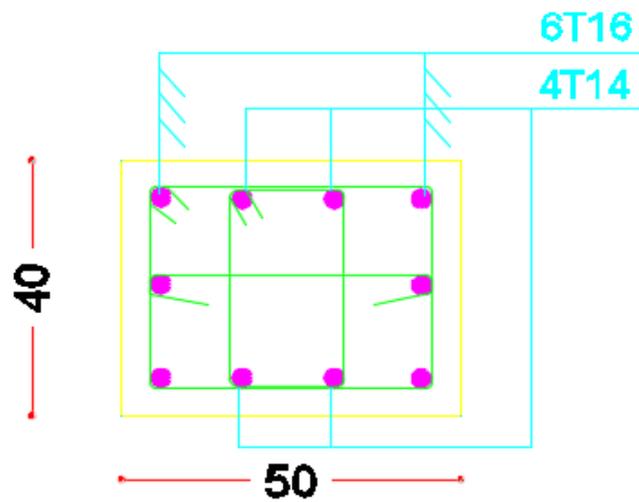


Figure VI.16. : Ferrailage du poteau 1 (40×50)

Ferrailage du poteau 4 (30× 40) :

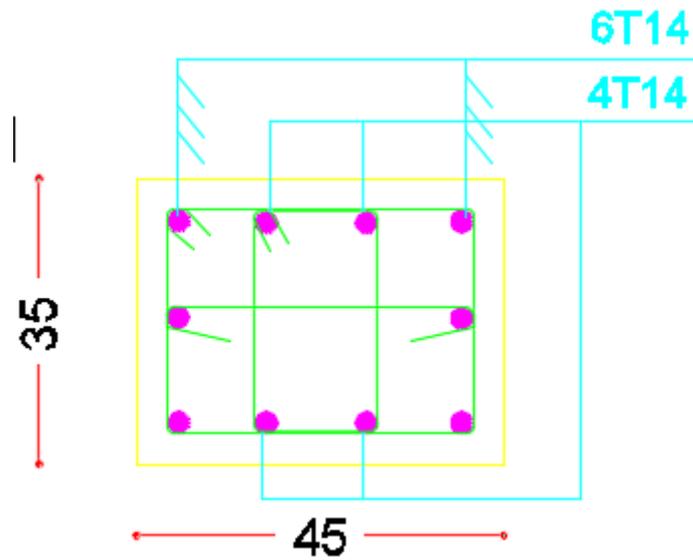


Figure VI.17 : Ferrailage du poteau (30× 40)

Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés le ferrailage des différents éléments principaux qui doit répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL91.

La résistance, l'économie sont des facteurs très importants dans le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

CHAPITRE VII

Etude des voiles

VII.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement,
- Voile périphérique au sous sol.

VII.2. Les voiles de contreventement

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{[RPA99/2003/V.5.2]}$$

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

- Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage ρ_H
- Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

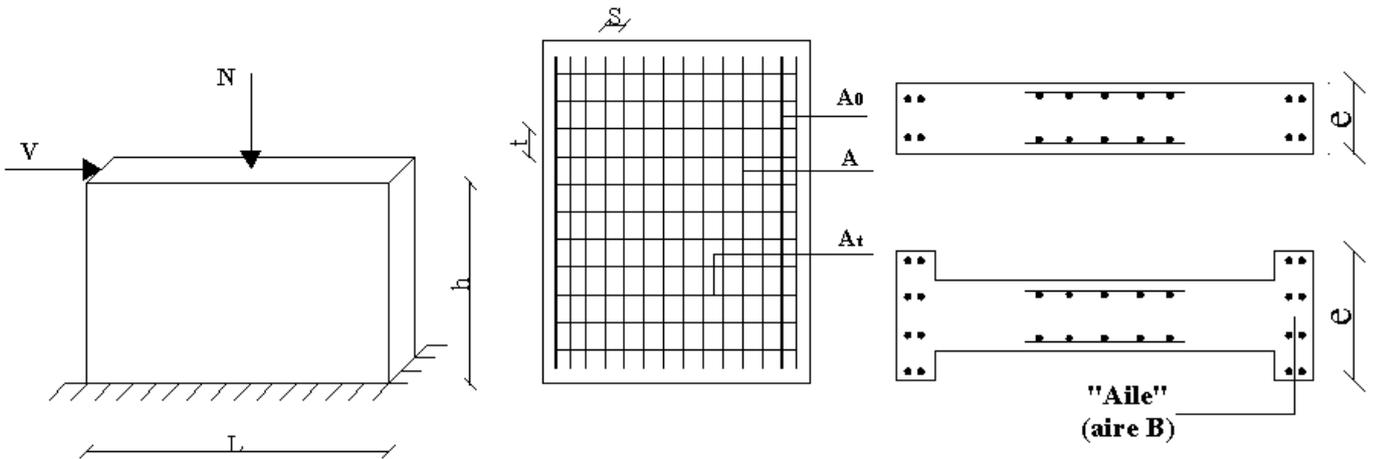


Figure VII.1 : Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein.

➤ **Armatures verticales :**

Les armatures du voile sont sollicités suivant deux sens, ils seront destinés à prendre les effets de la flexion composée et calculé avec l'effort tranchant [RPA99/7.7.4], ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ; d'après [Article7.7.1.1].

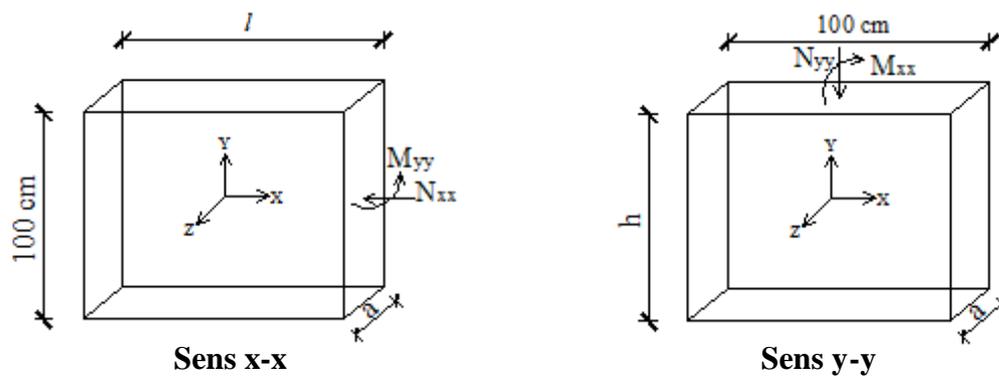


Figure VII.2 : Les sollicitations de calcul du voile.

➤ **Condition du RPA99 (version 2003) [7.7.4.1] :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile → $AV \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A'_V = \max (A_1, A_2)$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

- $S = \min (1,5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

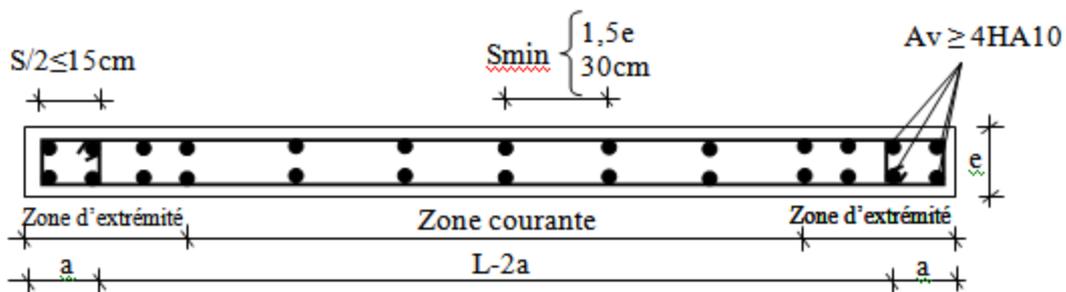


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont des armatures de répartition.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **Règles commune pour les armatures verticales et horizontales :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Section minimale des armatures verticales et horizontale des trumeaux est :
 - ✓ 0,15% de la section globale du voile
 - ✓ 0,10% en zone courante.
- L'espacement des aciers horizontaux et verticaux : $S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$

Longueur de recouvrement :

- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Méthode de calcul :**

On calcul les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI.

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage :

1^{er} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armées par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L}$)

2^{eme} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_V avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_V \leq A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_V > A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$ on ferraille avec A_V .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimal qui est le suivant : $A_h = 0,15\% \text{ a.100 (1 ml)}$.

3^{eme} cas :

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul alors le volume des contrainte pour la zone tendue.

VII.2.1. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :

Pour le calcul du ferrailage on choisit le voile le plus défavorable d’après le logiciel « ETABS 2017 » :

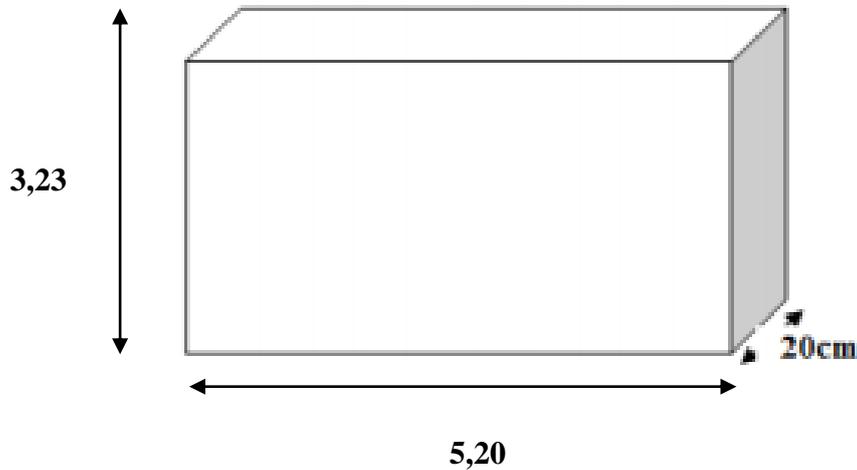


Figure VII.4 : Voile le plus défavorable.

➤ **Calcul des armatures verticales :**

Les sollicitations sont données par ETABS et sont représentées sur le tableau si dessous :

Cas 1			Cas 2	
M_{max} [KN.m]	N_{corr} [KN]	T [KN]	N_{max} [KN]	M_{corr} [KN.m]
2155,85	1908,76	573,566	-3389,06	211,89

TableauVII.1 :Tableau récapitulatif des sollicitations max.

1^{er} cas :

$$\begin{cases} M_{max} = 2155,851 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 1908,76 \text{ KN} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (20×546) cm

b =20 cm ; h=520 cm

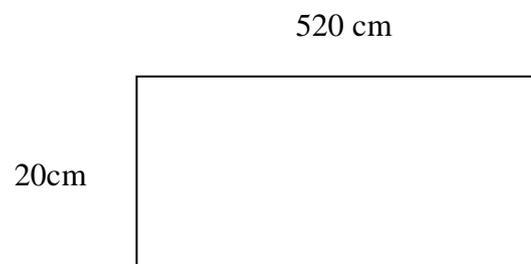


Figure VII.5 :Section de calcul.

➤ Détermination la nature de la section du voile :

• Les caractéristiques géométriques du voile :

I : inertie du voile en (m^4) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,20^3}{12} = 2,34 \text{ m}^4$$

Ω : surface en plan du voile en (m^2) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,20 = 1,04 \text{ m}^2$$

V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = 2,6 \text{ m}$$

• Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1908,76}{1,04} + \frac{2155,851 \times 2,6}{2,34}$$

$$\sigma_a = 4230,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1908,76}{1,04} - \frac{2155,851 \times 2,6}{2,34}$$

$$\sigma_b = -560,04 \text{ KN/m}^2$$

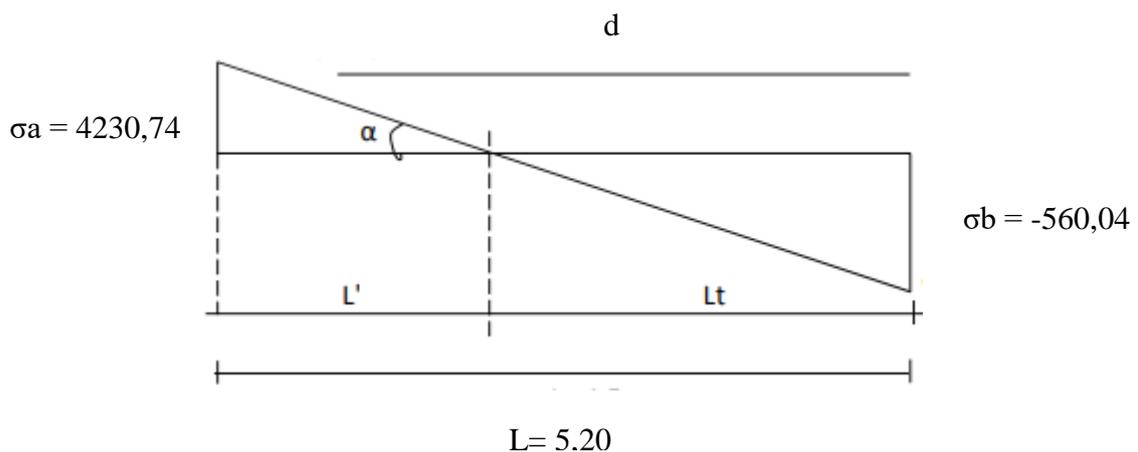


Figure VII.6 : Schéma des contraintes appliquées sur voile au 1^{er} cas.

➤ Calcul longueur tendue L_t :

$$L_t = L \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} = \frac{560.04}{560.04 + 4230.74} \times 5,20$$

$$L_t = 0,61 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 5,20 - 0,61 = 4,59 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h/2, 2/3L') = 1,615$$

$$\text{Soit } d = 1,615 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma'_b = 0$ ($d = L_t$).

$$I' = \frac{0,20 \times 1,615^3}{12} = 0,07 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{d}{2} = 0,8075 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,20 \times 1,615 = 0,323 \text{ m}^2$$

$$N1 = \frac{\Omega'}{2} (\sigma_b + \sigma'_b) \rightarrow N1 = - 90.45 \text{ KN}$$

$$M1 = (I' / 2V') (\sigma_b - \sigma'_b) \rightarrow M1 = - 24.27 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M1}{N1} = 0,27 \geq \frac{d}{6} = 0,269 \rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\text{Soit : } c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$MA = M + Nu(d-h/2) = 24,27 + 90,45(1,615 - 1,615/2) = 70,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{MA}{b \times d^2 \times \sigma_b} = 0,007 > \mu_L = 0,379 \rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_b = 18,48 \text{ (cas accidentel)}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 160,90$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{70310}{400 \times 160,90} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale :**

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section :

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1}).$$

$$A_{ZT} = 0,002 \times 20 \times 61 = 2,44 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :

$$L_{ZC} = L - 2L_t = 5,20 - 2 \times 0,61 = 3,98 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3}).$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 398 = 11,94 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_1 = A_{ZC} + A_{ZT} = 14,38$$

2^{ème} cas :

$$N_{\max} = -3389,06 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 211,89 \text{ KN}$$

➤ **Détermination la nature de la section du voile :**

Les caractéristiques géométriques du voile :

I : inertie du voile en (m⁴) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,20^3}{12} = 2,34 \text{ m}^4$$

Ω : surface en plan du voile en (m²) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,20 = 1,04 \text{ m}^2$$

V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = 2,6 \text{ m}$$

520 cm

20 cm



Figure VII.7 :Section de calcul.

➤ **Les contraintes appliquées sur le voile :**

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = -\frac{3389,06}{1,040} + \frac{211,89 \times 2,6}{2,34}$$

$$\sigma_a = -3423,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = -\frac{3389,06}{1,04} - \frac{211,89 \times 2,6}{2,34}$$

$$\sigma_b = -3494,14 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui donne le diagramme des contraintes suivant:

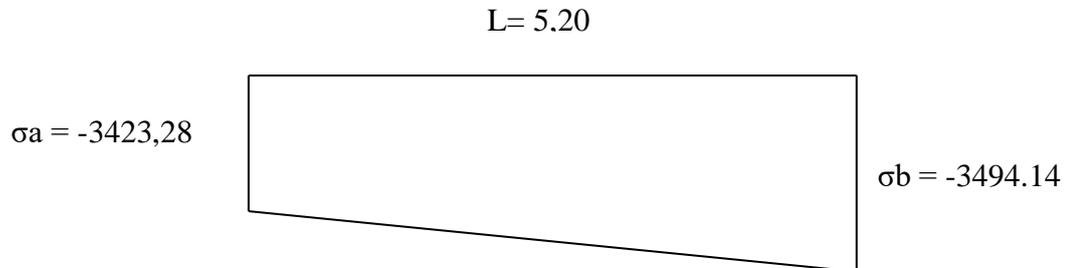


Figure VII.8 : Schéma des contraintes appliquées sur voile au 2^{ème} cas.

➤ **Calcul longueur tendue L_t :**

$$L_t = L \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} = \frac{3494,14}{3494,14 + 3423,28} \times 5,20$$

$$L_t = 2,63 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 5,20 - 2,63 = 2,57 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2, 2/3L') = 1,615 \text{ m}$$

Soit $d = 1,615 \text{ m}$

➤ **Calcul de σ'_1 :**

$$\text{tg } \alpha = \sigma_b / L_t = \frac{-3494,14}{2,63} = -1328,57$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma'_a / (L_t - d) \rightarrow \sigma'_a = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -1384,498 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{N_1}{S'} + \frac{M_1 \times V'}{I'} = -1384,498 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N_1}{S'} - \frac{M_1 \times V'}{I'} = -3494,14 \text{ KN/m}^2$$

$$I' = \frac{0,20 \times 2,57^3}{12} = 0,28 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{L_c}{2} = 1,285 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0,20 \times 2,57 = 0,514 \text{ m}^2$$

L_t

Donc :

$$N_1 = \frac{\Omega'}{2} (\sigma'_a + \sigma_b) \rightarrow N_1 = -1253.81 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2V') (\sigma'_a - \sigma_b) \rightarrow M_1 = 524.93 \text{ KN.m}$$

N est un effort de traction

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0.43 < \frac{d}{6} = 0.269 \rightarrow \text{donc la section est entièrement tendue (S.E.T).}$$

$$\text{Soit : } c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 1.22 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0.36 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 9.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s'} = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 30.90 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_{s'} = N_1 / f_e = 31.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 5.11 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t$ (A_{\min} en zone tendue par le **RPA 99/7.7.4.1**).

$$A_{RPA} = 0.002 \times 20 \times 263 = 10.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal :

$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$ (A_{\min} en zone globale du voile par le **RPA 99/7.7.4.3**).

$$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 520 = 15.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/face} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{sv} = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 31.33 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

On adopte la section des armatures suivantes :

$$\text{Zone courante : } 2 \times 11 \text{ HA10} \quad (A_s = 15.71 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Zone d'about : } 2 \times 06 \text{ HA12} \quad (A_s = 13.57 \text{ cm}^2)$$

➤ **Espacement minimale des barres verticales et horizontales :**

➤ *Dans la zone courante :*

$$S_t \leq \min (1,5e, 30\text{cm}) \text{ [RPA]} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Donc on adopte un espacement : **S_t = 20cm.**

➤ *Dans la zone d'about :*

$$S_t' \leq \frac{S_t}{2} \Rightarrow S_t' \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{S_t' = 10 \text{ cm}}$$

➤ **Contrainte limite de cisaillement :**

$$T = 573,566 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

e : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

$$\tau_u = \frac{1,4 T}{e \times d} = \frac{1,4 \times 573566}{20 \times (0,9 \times 520) 100} = 0,858 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Pas de cisaillement.

➤ **Les armatures horizontales:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times (f_e / \gamma_s)} \Rightarrow \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times \delta_t \times e}{0,9 \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{0,858 \times 20 \times 20}{0,9 \times (400/1)} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_t / \text{ml/face} = 0,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min (RPA)}} = 0,0015 \times b \times L = 15,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min (RPA)}} / \text{ml/face} = 15,60 / (2 \times 2,61) = 2,99 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (0,95; 2,99)$$

Soit 5HA10 → A = 3,93 cm² espacées de 20 cm.

VII.2.2. Dessin de ferrailage :

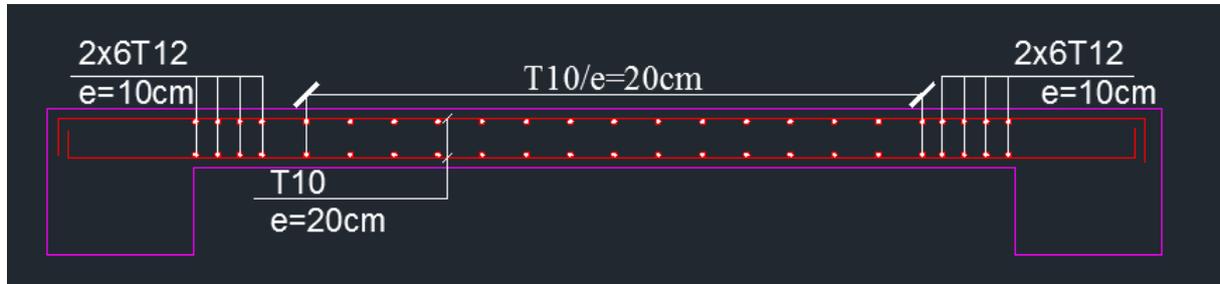


Figure VII.9 : Ferrailage du voile de contreventement.

VII.3. Voile périphérique :

Selon le [RPA99/V2003-Article7.5.2.1] Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

VII.3.1. Détermination des sollicitations :

➤ Calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2,88 \times 0,20 = 0,576 \text{ m}^3$$

Avec :

$$h = H - 35 = 288$$

H : hauteur du sous sol.

h : hauteur du voile.

$$P_{pr} = 2500 \times 0,576 = 1440 \text{ Kg}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$N = 1,35 \times 14,40 = 19,44 \text{ KN}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$N = P_{pr} = 14,40 \text{ KN}$$

➤ Calcul de la poussée des terres:

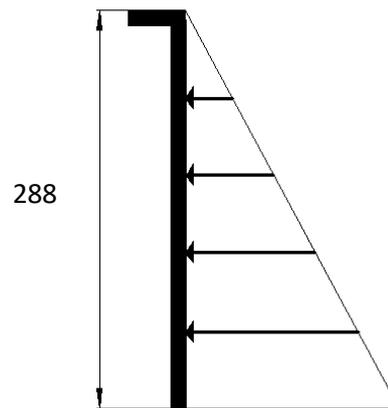


Figure VI.10 : Contrainte du voile.

h : la hauteur de voile ; $h = 288$

φ : Angle de frottement ; $\varphi = 35^\circ$

$\bar{\gamma}$: Poids volumique des terres ; $\bar{\gamma} = 1700 \text{ Kg/m}^3$

K_a : Coefficient de poussée des terres ;

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = 0,271$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_a \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 288 \Rightarrow \sigma_1 = 0,271 \times 17 \times 2,88 = 13,27 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme un panneau qui s'appuie sur 4 côté avec une charge uniformément répartie q

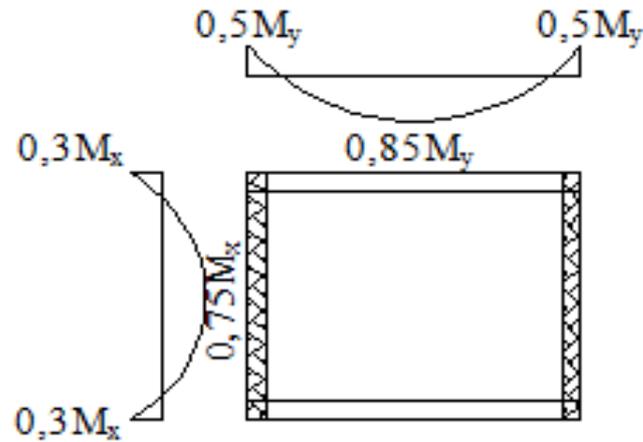


Figure VI.11: Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \Rightarrow q = 6,63 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Combinaisons fondamentales**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q = 8,95 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q = \bar{q}_u \times 1,00 = 8,95 \text{ kN/ml}$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$\bar{q}_{ser} = 6,63 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 6,63 \text{ kN/ml}$

Calcul des sollicitations

➤ **Coefficient de poisson :**

$\nu=0$ ELU (béton fissuré)

$\nu=0,2$ ELS (béton non fissuré)

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} ; \text{ avec } l_x \leq l_y \Rightarrow \xi = \frac{288}{520} = 0,55 > 0,4$$

Donc, la dalle porte suivant deux sens.

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x^u = 0,1017 \\ \mu_y^u = 0,250 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,1046 \\ \mu_y^{ser} = 0,333 \end{cases}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 755,01 \text{ kN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow M_y^u = 188,75 \text{ kN.m}$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 575.21 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \Rightarrow M_y^{ser} = 191.54 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable => a = 2 cm

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

Combinaisons	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment en travée [daN.m]	566,26	431,41	160,44	162,81
Moment en appui [daN.m]	226,503	172.563	94.38	95.77

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

VII.3.2. Calcul de ferrailage du voile périphérique:

Le ferrailage est le même en appui et travée donc on prend le max.

➤ **En travées (sens X-X) :**

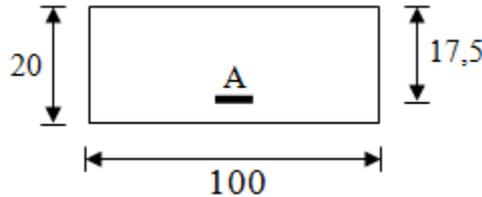


Figure VI.12:Section de calcul en travées.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 5662,6 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5662,6}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5662,6}{348 \times 0,993 \times 17,5} = 0,936 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 17,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

5T12 → $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

(T12 → $e = 20 \text{ cm}$).

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 4314,1 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,85 = 29,75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,67 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,67^3}{3} + 15 \times 5,65(17,5 - 4,67)^2$$

$$I_1 = 17345,52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4314,1}{17345,52} = 0,249$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,163 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 47,92 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta \right) = \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1,6 \right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 1,163 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 47,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

➤ **En travée (sens Y-Y) :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 160,44 \text{ daN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1604,4}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ;}$$

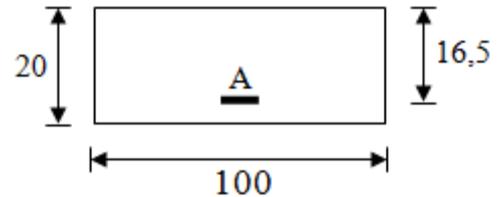


Figure VI.13: Section de calcul en travées.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1604,4}{348 \times 0,998 \times 16,5} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,99 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 162,81 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,85 = 28,05$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,51^3}{3} + 15 \times 5,65(16,5 - 4,51)^2$$

$$I_1 = 15241,47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{1628,1}{15241,47} = 0,107$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,482 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 19,42 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,482 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 19,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

➤ **Conclusion :**

Le ferrailage sera deux nappes, T12 espacés de 15 cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal, on adopte deux nappes de T10 espacés de 15 cm.

VII.3.3. Dessin de ferrailage :

Figure VI.14 : Ferrailage du voile périphérique.

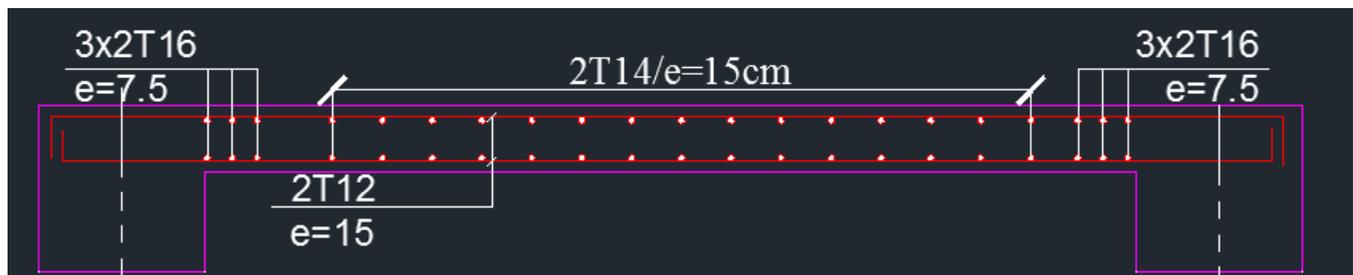


Fig.VII.14. Schéma de ferrailage du voile périphérique

CHAPITRE VIII

Etude des fondations

VII.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.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Il existe plusieurs types de fondations dont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

VII.2. Calcul des semelles

➤ **Semelle isolée :**

✓ **Dimensionnement :**

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme;

- La résistance à l'effort tranchant soit assurée:il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

✓ Calcul des semelles :

- Semelle de centre :

$$N = 2250,28$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,6bars.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : a = 50cm ; b = 60cm

$$A = \left(\frac{60}{50}\right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{60} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{50}{60} \cdot \frac{2250,28}{1.6}} = 342,35cm$$

On prend : B = 342,35cm ⇒ A = 410,7 cm

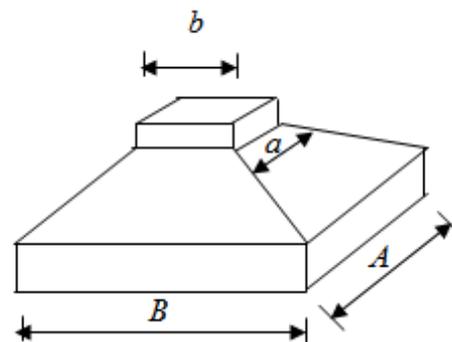


Figure VIII.1 : Semelle isolée.

- Semelle de rive :

$$N = 1174,20$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5bars.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : a = 50cm ; b = 60cm

$$A = \left(\frac{60}{50} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50 \cdot N}{60 \cdot \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{50 \cdot 1174,2}{60 \cdot 1,6}} = 247,3 \text{ cm}$$

On prend : $B = 247,3 \text{ cm} \Rightarrow A = 296,76 \text{ cm}$

✓ **Conclusion :**

D'après le pré dimensionnement des semelles on conclut que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction car la capacité du sol est faible, donc les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, pour cela on a opté pour un radier général type nervuré comme fondation.

Ce type de fondation a plusieurs avantages :

- ✓ Il augmente la surface de la semelle (fondation).
- ✓ Il minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ Il est facile à exécuter et plus économique.

VII.3. Etude du radier

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

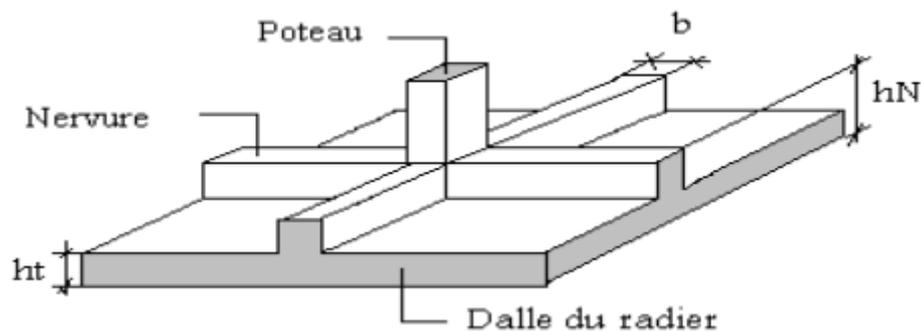


Figure VII.2: Schéma du radier général.

VII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques, le radier va déborder de 100 m de chaque côté.

✓ **Dalle :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_d : hauteur de la dalle.

$$L_{\max} = 570\text{cm} \Rightarrow h \geq 28,5 \text{ m}$$

➤ **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5.1,1]}$$

$$T_u = \frac{q \times L}{2} \quad ; \quad \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times (0,9 \times h)} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow h \geq \frac{N_u \times L}{2S_{\text{rad}} \times (0,9 \times \bar{\tau}_u)}$$

$$N_u = 58152,29 \text{ KN}$$

$$L = 5,70 \text{ m}$$

$$S = 212.55 \text{ m}^2$$

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

On prend $h_d = 50 \text{ cm}$.

✓ **Nervure:**

a) **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \text{ et } \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \text{ et } D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277).

E : module d'Young du béton ($E = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,86 \text{ m}$$

$h_n = 1,00 \text{ m}$.

b) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

$b = 60 \text{ cm}$

c) Condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 38 < h < 57$$

$h = 50 \text{ cm}$

d) Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier;

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure,

$N_{u_{max}} = 2250,28 \text{ kN}$ appliquée par un poteau de section carré (50x60) cm^2 .

$$U_c = 2 + (a_1 + b_1) \text{ et } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 (a + b + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

$$N_u \leq 0,045 \times 2(0,5 + 0,60 + 2 \cdot h)h \cdot 25 \cdot 10^3$$

L'inégalité (1) devient : $4500h^2 + 2475h - 3370,55 \geq 0 \Rightarrow h > 0,50 \text{ m}$

Pour satisfaire les conditions suivantes, soit $h_n = 100 \text{ cm}$.

$$\begin{array}{l} \text{Épaisseur de la dalle du radier :} \\ \text{Dimensions de la nervure :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} h = 50 \text{ cm} \\ h = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

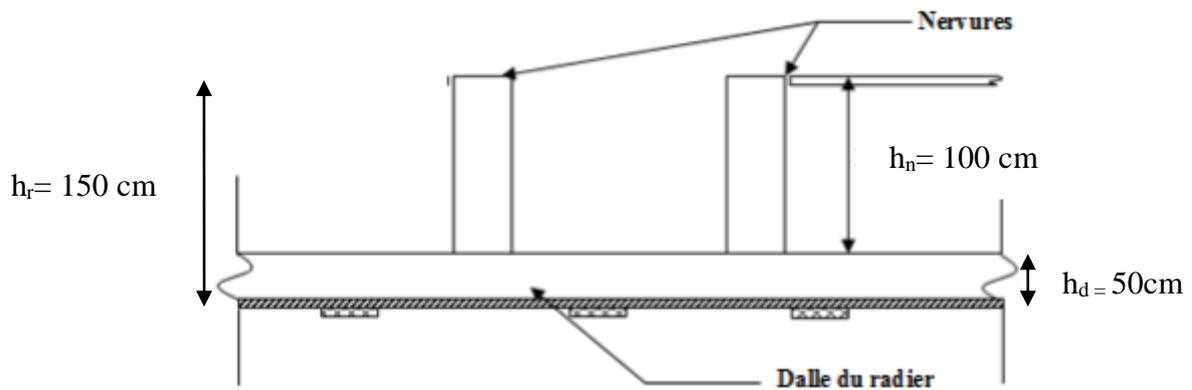


Figure VIII.3 : Dimensions du radier.

VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,7 h ; 45 \leq b_0 \leq 105$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right) ;$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$L_x = 570 \text{ cm}; L_y = 430 \text{ cm}.$$

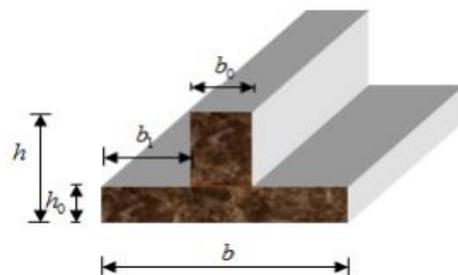


Figure VIII.4: dimensions de la poutre.

Type des poutres	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	150	50	50	40	130
Poutre secondaire	150	50	50	40	130

Tableau VIII.1: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.

➤ Calcul la surface de radier :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord} = (19.5 + 1) * (10.9 + 1)$$

$$S_{radier} = 243.95 \text{ m}^2$$

VII.3.3. Détermination des sollicitations :

✓ **Caractéristiques du radier :**

$$h = 150 \text{ cm} ; h_d = 50 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm}.$$

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} = 243.95 \text{ m}^2$
- Moments d'inertie (AutoCAD) :

$$I_{XX} = 6735.18 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 2104.42 \text{ m}^4$$

- Centre de gravité:

$$X_G = 9.75 \text{ m}$$

$$Y_G = 5.45 \text{ m}$$

- ✓ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 243,95 \Rightarrow Q_r = 1219,75$$

- **Combinaisons d'actions :**

- Situation durable et transitoire : $(1,35G + 1,5Q) + (1,35P_r + 1,5 Q_r)$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^1} \quad \underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^2}$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire:

$$M_{x1G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y1G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x, M_y, F_z Sont donnés par le logiciel Robot Bat ;

x, y : Abscisses du point d'application de F_z .

- **ELU**

$$N_u^1 = 5465.65 \text{ KN}$$

$$N_u = 5465.65 + (1.35 \cdot 3049,38 + 1.5 \cdot 1219,75) = 60600.35 \text{ KN}$$

$$M_x = 45.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -2.85 \text{ KN.m}$$

Avec :

- Situation accidentelle : $[(G + Q \pm E) + Q_r + P_r]$

$$N_u^1 = 31721.50 \text{ KN}$$

$$N_u = 31721.50 + (3049.38 + 1219.75) = 35989.63 \text{ KN}$$

$$M_x = 850.58 \text{KN.m}$$

$$M_y = 105.35 \text{KN.m}$$

➤ Etat limite de service: (E.L.S)

$$(G + Q) + (p_r + Qr)$$

$$N_{ser}^1 = 20705.64 \text{KN}$$

$$N_s = 20705.64 + (3049.38 + 1219.75) = 24974.77 \text{KN}$$

$$M_x = 25.15 \text{KN.m}$$

$$M_y = -2.06 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

✓ **Vérification des contraintes sous radier :**

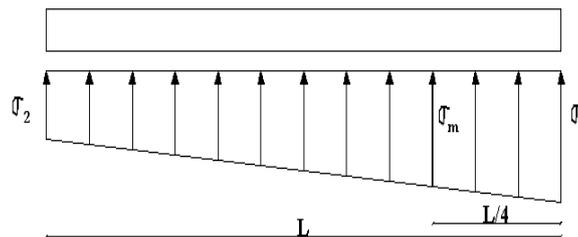


Figure VII.5: Distribution des contraintes sous le radier.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I} \cdot v$$

$$N_u = 58152,29 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,6 \text{bars}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 58152,29\text{kN}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}}^u = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3,2 \text{ bars}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{60600.35}{243.95} \pm \frac{45.23}{6735.18} \cdot 9.75 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.48 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 2.48 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.48 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{60600.35}{243.95} \pm \frac{2.85}{2104.42} \cdot 5.45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.48 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 2.48 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.48 \text{ bars}$$

✓ Etat limite service (E.L.S)

$$N_s = 24974.77\text{kN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{24974.77}{243.95} \pm \frac{25.15}{6735.18} \cdot 9.75 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,73 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,73 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,73 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{24974.77}{243.95} \pm \frac{2.06}{2104.42} \cdot 5.45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,73 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,73 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,73 \text{ bars}$$

✓ Situation accidentelle :

$$N_a = 35989.63 \text{ KN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{35989.63}{243.95} \pm \frac{850.58}{6735.18} \cdot 9.75 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,49 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \quad ; \quad \sigma_2 = 1,49 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,49 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{35989.63}{243.95} \pm \frac{105.35}{2104.42} \cdot 5.45 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,49 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \quad ; \quad \sigma_2 = 1,49 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,49 \text{ bars}$$

✓ **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \quad \text{Avec :}$$

P : Poids du bâtiment (57896,4817 KN)

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z.$$

$$= 1,5 \times 243.95 \times 10 \times 5,00 = 18296.25 \text{ kN}$$

$P = 29833,25 \text{ KN} > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable pas de risque au soulèvement



Figure VIII.6 : Encrenage de la structure.

VII.4. Ferrailage du radier

VII.4.1. Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ Détermination des efforts

Pour une bande de 1 m :

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \text{ 1m}$$

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = 2,48 \frac{570}{4} = 353.4 \text{ KN/ml}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = 1,73 \frac{570}{4} = 247 \text{ KN/ml}$$

✓ Situation accidentelle :

$$q_s = 1,49 \frac{570}{4} = 212.33 \text{ KN/ml}$$

Combinaison	ELU		ELS	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
Sens X-X	197.45	152.87	197.45	152.87
Sens Y-Y	335.67	259.90	335.67	259.90

Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].

Calcul des armatures :

➤ Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable => $a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

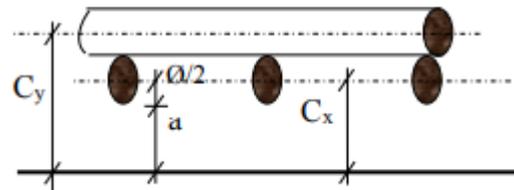


Figure VIII.7 : Enrobage de la dalle du radier.

➤ Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 335.67 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{335670}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0.134$$

$$\mu = 0.134 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et } ;1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,181$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.927$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{335670}{348 \times 0,927 \times 47} = 22.14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 22.14 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$8T20 \longrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$(T20 \longrightarrow e = 12.5\text{cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 259.90 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25.13}{100} = 3.34 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 3.34 = 313.58 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,41 + \sqrt{3.34^2 + 313.58} = 14.68 \text{ cm}$$

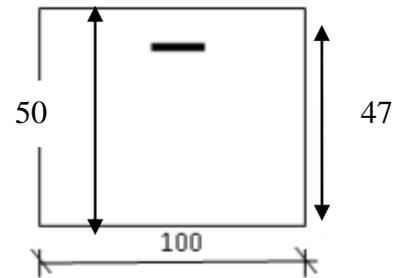


Figure VIII.8 : Section de calcul en travée x-x.

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 14.68^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (47 - 14.68)^2 = 453934.28 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{259900}{453934.28} = 0,57$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,57 \times (47 - 14.68) = 276.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.

✓ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{259900}{187 \times 100 \times 47^2} = 0.0062$$

$$\mu_1 = 0,0062 \longrightarrow \beta_1 = 0,878 \longrightarrow K_1 = 25.98$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187}{25.98} = 7.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{259900}{187 \times 0,878 \times 47} = 33.68 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$11T20 \longrightarrow A = 34.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \longrightarrow e = 9 \text{ cm})$$

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 197.45 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{197450}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } ; 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.103$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,959$$

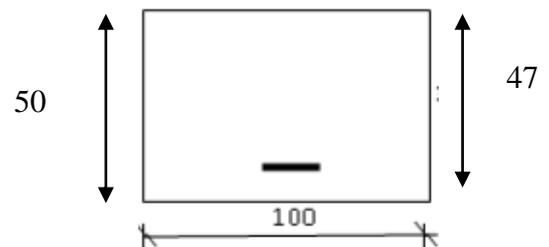


Figure VIII.9 : Section de calcul en appuis x-x.

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{197450}{348 \times 0,959 \times 47} = 12.59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ **Choix des armatures :**

6T20 → A= 18.85cm²/ml

(T20 → e=16 cm)

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_{ax}^{ser} = 152.87 \text{ kN.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18.85}{100} = 1,9 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 1,9 = 265.78 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.9 + \sqrt{1,9^2 + 265.78} = 11,6\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11,6^3}{3} + 15 \times 18.85 \times (47 - 11,6)^2 = 289938.18 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{152870}{289938.18} = 0,53$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 281.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 187 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

✓ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{152870}{187 \times 100 \times 47^2} = 0,0037$$

$\mu_1=0,0037 \longrightarrow \beta_1=0,901 \longrightarrow K_1=35.5$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{187}{35.5} = 5.26 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{152870}{187 \times 0,901 \times 47} = 19.3 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

8T20 → A = 25.13. cm²/ml

(T20 → e = 12.5 cm)

Sens y-y :

A. En travée

✓ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{ty}^u = 335.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{335670}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,146$$

$$\mu = 0,146 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,921$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{335670}{348 \times 0,921 \times 45} = 23.27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 23.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

8T20 → A = 25.13 cm²/ml

(T20 → e = 12 cm)

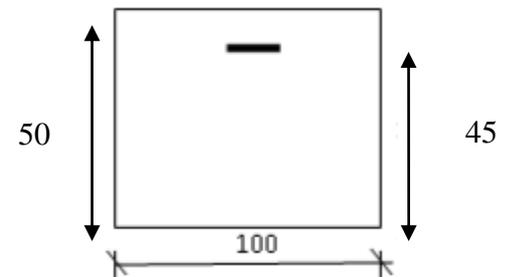


Figure VIII.10 : Section de calcul en travée y-y.

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{ser} = 259.90 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 25.13}{100} = 3.76 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 3.76 = 317.11 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.76 + \sqrt{3.76^2 + 317.11} = 14.63 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 14.63^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (45 - 14.63)^2 = 429412.95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{259900}{429412.96} = 0,60$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,6 \times (45 - 14.63) = 273.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 187 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{259900}{187 \times 100 \times 45^2} = 0,0068$$

$$\mu_1 = 0,0068 \longrightarrow \beta_1 = 0,873 \longrightarrow K_1 = 24.37$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187}{24.37} = 6.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{259900}{187 \times 0,873 \times 45} = 35.37 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$12T20 \longrightarrow A = 37.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \longrightarrow e = 8 \text{ cm})$$

B. En appuis :

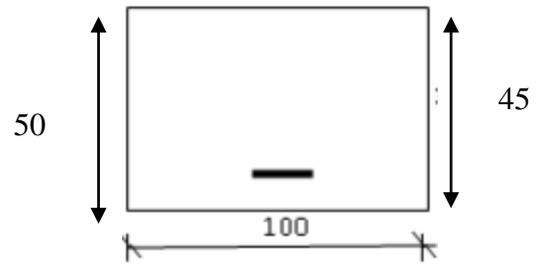
✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 197.45 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{197450}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,086$$

$$\mu = 0,086 < \mu_L = 0,392$$

Figure VIII.11 : Section de calcul en appuis y-y.



$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.114$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,955$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{197450}{348 \times 0,955 \times 45} = 13.20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Choix des armatures :

$$6T20 \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(T20 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^{ser} = 152.87 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18.85}{100} = 2 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 2 = 254.47 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2 + \sqrt{2^2 + 254.47} = 11.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.57^3}{3} + 15 \times 18.85 \times (45 - 11.57)^2 = 275459.11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{152870}{275459.11} = 0,55$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 247,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 275.80 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{152870}{187 \times 100 \times 45^2} = 0,0040$$

$$\mu_1 = 0,0040 \longrightarrow \beta_1 = 0,898 \longrightarrow K_1 = 34.02$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{187}{34.02} = 5.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{152870}{187 \times 0,898 \times 45} = 20.22 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T20 \longrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \longrightarrow e = 12.5 \text{ cm})$$

- **Dessin de ferrailage de la dalle :**

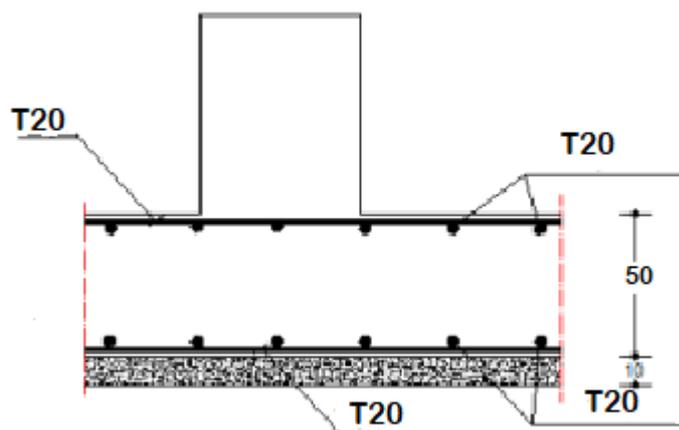


Figure VIII.12 : Ferrailage de la dalle.

VII.4.2. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 100cm de chaque coté

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 353.4 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -44.18 \text{ kN.m}$$

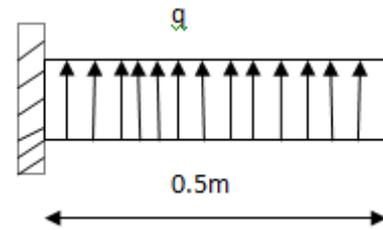


Figure VIII.13: Schéma statique du débordement.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{44180}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,0154$$

$$\mu = 0,0154 < \mu_L = 0,392 \text{ Fi}$$

$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

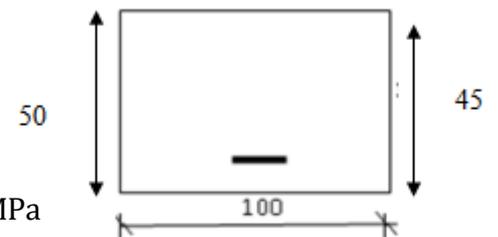


Figure VIII.14 : Section de calcul du débord.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{44180}{348 \times 0,992 \times 45} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 5.43 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$2T20 \longrightarrow A=6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \longrightarrow e=50 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_s = 247 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -247 \times \frac{1^2}{2} = -37.36 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.28}{100} = 0.94 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 0.94 = 84.6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.94 + \sqrt{0.94^2 + 84.6} = 8.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.31^3}{3} + 15 \times 6.82 \times (45 - 8.31)^2 = 157244.16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{37360}{1752244.16} = 0,29$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.2.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 171,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 187 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.}$$

VII.4.3.Ferraillage des nervures :

➤ **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

➤ **Accidentelle :**

✓ *Poutre principale :*

$$q_{eq}^a = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $q_1 = q_a = 212.33 \text{ kN/ml}$

$$q_{eq}^a = \left[212.33 \times \frac{5,70 + (5,7 - 5,2)}{2} \right] \times \frac{2}{5,7}$$

$$q_{eq}^a = 210.7 \text{ kN}$$

✓ *Poutre secondaire :*

$$q_{es}^a = \left[q_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$q_{es}^a = \left[212.33 \times \frac{5,2}{2} \right] \times \frac{2}{5,2}$$

$$q_{es}^a = 212.33 \text{ kN}$$

État	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	353.4	384.4	353.4
ELS [KN]	247	268.67	247
Acc [KN]	212.33	210.7	212.33

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].

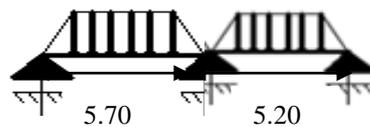


Figure VIII.15 : Distribution des charges sur les poutres principales.

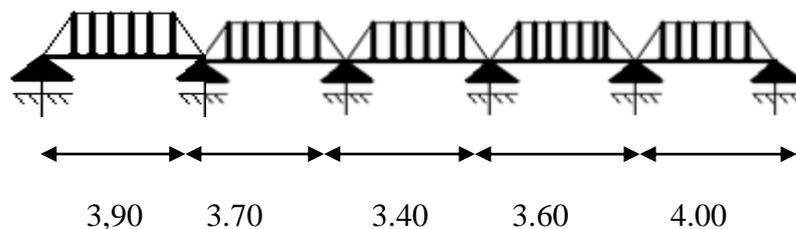


Figure VIII.16: Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]
ELU	-925.6	-1436	464.3	-535.7
ELS	646.9	-1003	788.9	-910.1
ACC	507.3	-787.2	1068	-1232
T[kN]	1348		840.7	

Tableau VIII.4 : tableau récapitulatif des sollicitations.

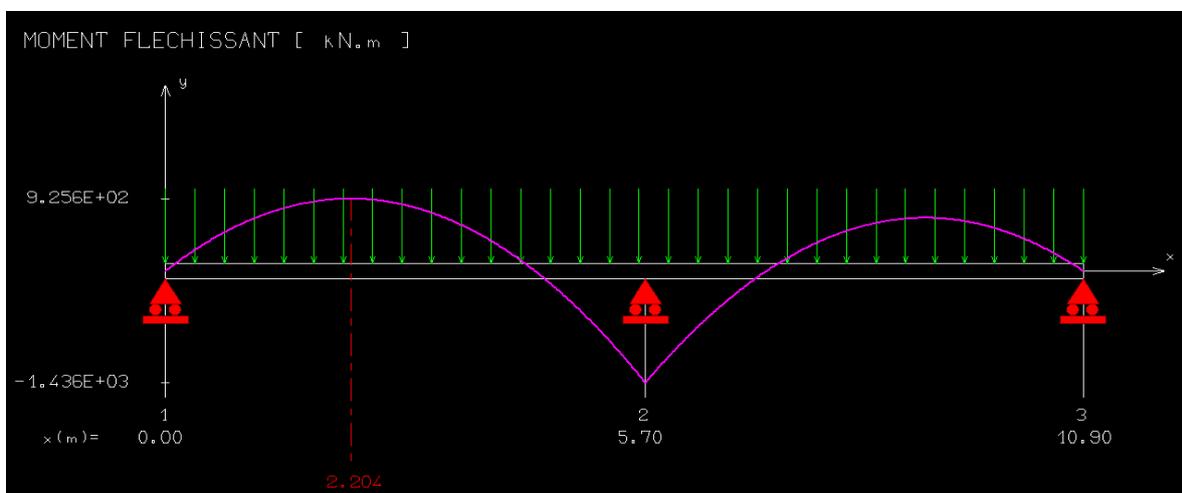


Figure VIII.17 : diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.

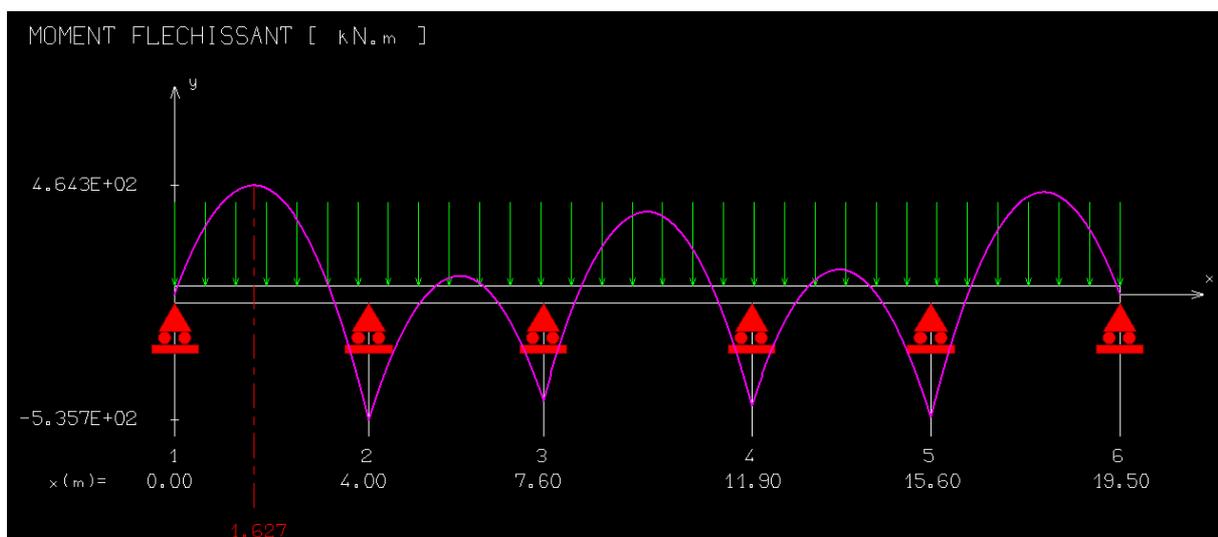


Figure VIII.18 : diagramme des moments fléchissant de la poutre secondaire.

Calcul des armatures

Exemple de calcul poutre principale sachant que la section est une section en T.

Etat limite ultime (ELU)

A. En travée

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_u = -925.6 \text{ kN.M}$$

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

$$M_t = 14,17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-3} = 10131,55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{925600}{14,17 \times 50 \times 135^2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,098$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,961$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{925600}{348 \times 0,961 \times 135} = 20.5 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 646.9 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\lambda \leq \lambda_{lim} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{925.6}{646.9} = 1,43$$

$$\alpha \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 > \alpha = 0,039 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **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

• **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 507.3 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{507300}{18,48 \times 50 \times 135^2} = 0,030$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,030 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{507300}{400 \times 0,985 \times 135} = 9.54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 20.5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T16+4T14 = 22.24 \text{ cm}$$

$$(T14 \longrightarrow e=10 \text{ cm})$$

B. En appuis :

Etat limite ultime (ELU)

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$M_u = -1436 \text{ kN.M}$$

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

$$M_t = 14,17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 10131,55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1436000}{14,17 \times 50 \times 135^2} = 0,111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN'existe pas et ;}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,147$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,941$$

Détermination des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{143600}{348 \times 0,941 \times 135} = 32,48 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = -1003 \text{ kN.m}$$

Flexion simple	}	$\Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Section rectangulaire avec $\hat{A}\hat{Z}$		
Acier FeE400		
Fissuration peu nuisible		

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1436}{1003} = 1,43$$

$$\alpha \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 > \alpha = 0,050 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

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

• **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = -787.2 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{787200}{18,48 \times 50 \times 135^2} = 0,047$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,047 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,976$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{787200}{400 \times 0,976 \times 135} = 14.94 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 32.48 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$7T25 = 34.36 \text{ cm}^2$$

$$(T25 \longrightarrow e=14 \text{ cm})$$

Remarque :

Les armatures de la poutre secondaire seront obtenues par SOCOTEC.

Les armatures	poutre principale		poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$A_{max}[cm^2]$	20.5	32.48	10.06	11.63
Choix des armatures	6T16+4T14	7T25	10T14	7T16
$A_{choisi}[cm^2]$	22.24	34.36	15.39	14.07

Tableau VIII.5 : tableau récapitulatif des sections des armatures

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

✓ **Poutre principales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1348000}{100 \times 145 \times 100} = 0,99 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right] = 2,5 \text{MPa}$

➤ $\tau = 0,99 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Poutres secondaires :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{840700}{100 \times 145 \times 100} = 0,58 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right] = 2,5 \text{MPa}$

$\tau = 0,58 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Conclusion Générale

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 ,AutoCad , 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 influence 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 derniers 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.



bibliographie

bibliographie

REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRES

-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

THESE

-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sol a contreventement mixte...ENTP
-  Eude d'un bâtiment en béton arm2 (rdc+ 9 étages + s/sol).....IGSMO

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **Robot 2009**
-  Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
-  EXCEL 2013
-  WORD 2013
-  AUTO CAD 2017
-  Rdm6