



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn-Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre :/CGA/2020

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES MASTER ACADÉMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Étude d'un bâtiment (R+12+2 s-sols) en zone sismique

Présenté par :

M. Charef Bakhti

M. Mohamed Benizza

Soutenu le 11 juillet 2020 devant le jury composé de :

Président : M. Mustapha Maliki

Examineur : M. Touhami Bessai

Encadrant : M. Hafid Boukhoulida

Année universitaire : 2019/2020

Remerciements

Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

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 M. Hafid Boukhoulida, qui nous a témoigné de sa confiance et nous a apporté son aide scientifique, son expérience et sa compétence.

Enfin, Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement surtout M. Ibrahim Benguetat.

Nous remercions également tous les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner et d'apporter leur jugement critique sur notre modeste travail. ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, et à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

À mes frères, à qui je souhaite beaucoup de bonheur.

À toute mon grande famille.

À ma défunte tante M^{me} Fatima Kadda Allah yarhamha.

À vous mes chers amis avec qui j'ai passé d'agréables moments, spécialement *Sid ahmed, Madjid, Hadj-Ahmed, Bachir, Ikram, Narimen, Nouna, Mounira, Houda, et Ahmed salaa*, et à tous mes collègues. Et à toutes personnes qui m'aime et que je n'ai pas citées.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (parking, bureaux et habitation) constitué de deux sous-sols, d'un Rez-de-chaussée et de 12 étages. Le bâtiment devra être implanté dans la commune de BIR-EL-DJIR, wilaya d'ORAN qui est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et de vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se divise en quatre parties.

La première entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux utilisés, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a fait l'objet de la troisième partie où nous déterminé, grace au logiciel ETABS, toutes les sollicitations dues aux différents cas de chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Enfin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Table des matières

Résumé	iii
Table des matières	iv
Table des figures	vi
Liste des tableaux	ix
Symboles et Notations	xi
1 Introduction et présentation de l'ouvrage	1
1.1 Historique	1
1.2 Introduction générale	2
1.3 Présentation du projet	2
1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
1.5 Hypothèses de calcul :	8
1.6 Caractéristiques du sol :	9
1.7 Généralités :	9
2 Prédimensionnement et Descente des Charges	10
2.1 introduction :	10
2.2 Prédimensionnement des poutres :	10
2.3 Les planchers :	12
2.4 Descente des charges :	14
2.5 Pré dimensionnement des poteaux :	18
2.6 Pré dimensionnement des voiles :	24
3 CALCUL DES PLANCHERS	26
3.1 Introduction :	26
3.2 Plancher à corps creux :	26
3.3 Plancher a Dalle Pleine :	46

4	Calcul Des Éléments Non structuraux	56
4.1	Etude de l'acrotère :	56
4.2	Les balcons	61
4.3	Les escaliers :	64
5	Etude sismique :	76
5.1	Introduction :	76
5.2	Méthode de calcul :	76
5.3	Vérification des conditions d'application	77
5.4	Méthode dynamique :	78
5.5	Calcul des paramètres du spectre de réponse :	80
5.6	Périodes et facteurs de participation modaux :	82
5.7	Caractéristique géométrique et massique de la structure :	85
5.8	Justification de l'effet $P - \Delta$:	85
5.9	Vérification des déplacements latéraux étage :	87
5.10	Vérification au renversement :	87
6	Calcul des éléments de résistances	90
6.1	Introduction :	90
6.2	Étude des poutres :	91
6.3	Étude des poteaux :	99
6.4	Ferraillage des voiles :	106
7	Étude de l'infrastructure	112
7.1	Introduction :	112
7.2	Voile périphérique :	112
7.3	Etude des fondations :	117
7.4	Etude du radier :	118
	Conclusion générale	124

Table des figures

1.1	Diagramme contrainte-déformation de béton en E.L.U	6
1.2	Diagramme Contraintes et Déformations du Béton en ELS	7
1.3	Diagramme contraintes et déformations de Béton en E.L.U	8
2.1	Section transversale d'une poutre.	10
2.2	Dimension d un panneau de dalle	13
2.3	plancher a corps creux.	14
2.4	Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible	15
2.5	Coupe transversale d'un plancher d'étage courant.	16
2.6	Coupe transversale d'un mur de façade.	17
2.7	Section réduite du béton.	20
2.8	Surface afférente du poteau le plus sollicité.	22
2.9	Coupe De Voile En Élévation.	25
3.1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	27
3.2	Dimensions des poutrelles.	27
3.3	Type 1 de poutrelle.	29
3.4	Type 2 de poutrelle.	30
3.5	Type 3 de poutrelle.	30
3.6	Type 4 de poutrelle.	30
3.7	Diagramme des moments fléchissant ELU type1.	33
3.8	Diagramme des moments fléchissant ELS type1.	34
3.9	Diagramme des moments fléchissant à ELU type2.	35
3.10	Diagramme des moments fléchissant ELS(type2).	36
3.11	Diagramme des moments fléchissant ELU type3.	37
3.12	Diagramme des moments fléchissant à ELS type3	38
3.13	Diagramme des moments fléchissant à ELU type4.	39
3.14	Diagramme des moments fléchissant à ELS type4.	39
3.15	Ferraillage des poutrelles.	46
3.16	Hypothèse de calcul.	47

3.17	Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.	48
3.18	Enrobage des armatures.	48
3.19	schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.	50
3.20	Section de calcul en travée sens x-x.	51
3.21	Section de calcul en appui sens x-x.	53
3.22	Section de calcul en travée sens y-y	54
3.23	Section de calcul en appui sens y-y	54
3.24	Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	55
4.1	Dimension de l'acrotère.	56
4.2	Ferrailage De L 'acrotère.	60
4.3	Coupe sur bacon.	61
4.4	Schéma du balcon avec contre poids.	63
4.5	Schéma de ferrailage balcon.	64
4.6	Les Composants Des Escalier.	64
4.7	Schéma statique a ELU.	67
4.8	Diagramme De Moment En ELU.	67
4.9	Diagramme D'effort Tranchant En ELU.	68
4.10	Schéma statique a ELS.	70
4.11	Diagramme De Moment En ELS.	70
4.12	Diagramme D'effort Tranchant En ELS.	70
4.13	Schéma statique	72
4.14	Diagramme De Moment En ELU.	72
4.15	Diagramme D'effort Tranchant En ELU.	73
4.16	Diagramme De Moment En ELS.	74
4.17	Diagramme D'effort Tranchant En ELS.	74
5.1	dimension en plan.	77
5.2	Vue en plan de la structure.	79
5.3	l'interface de l'ETABS 2016.. . . .	80
6.1	ferrailage Poutres principale (appui).	97
6.2	ferrailage Poutres principale (travée).	97
6.3	ferrailage Poutres secondaire (appui).	98
6.4	ferrailage Poutres secondaire (travée).	98
6.5	Position du point d'application de l'effort normal N1.	102
6.6	Ferrailage du poteau (30 × 40).	105
6.7	Ferrailage du poteau (30 × 45).	105
6.8	Ferrailage du poteau (35 × 50)	106
6.9	Ferrailage du poteau (40 × 60).	106
6.10	Ferrailage du poteau (45 × 70).	107
6.11	Ferrailage des voiles.	111

7.1	Voile périphérique.	113
7.2	Schéma statique de voile périphérique.	114
7.3	Ferraillage du voile périphérique.	117
7.4	coupe d'un radier	118

Liste des tableaux

2.1	Tableau récapitulatif des sections des poutres.	12
2.2	Descentes des charges de plancher de terrasse.	15
2.3	Charges permanentes, étage courant.	16
2.4	Charges permanentes, RdC et sous-sol.	16
2.5	Descentes des charges d'un mur extérieur $e_p = 30$ cm.	17
2.6	Descentes des charges d'un mur intérieur $e_p = 10$ cm.	17
2.7	Descentes des charges d'un mur intérieur $e_p = 25$ cm.	18
2.8	Récapitulatif des charges et combinaison des charges.	18
2.9	La Dégression Des Charges.	19
2.10	Valeur Cumulées Des Charges Et Surcharges.	23
2.11	Vérification En R.P.A.	23
2.12	Vérification De R.P.A Et De Flambement	24
2.13	Épaisseur des voiles	25
3.1	Évaluation des charges	29
3.2	Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELU (type01).	33
3.3	Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELS (type01).	33
3.4	Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELU (type02).	35
3.5	Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELS (type02).	36
3.6	Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELU (type03).	37
3.7	Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELS (type03).	38
3.8	Récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles à ELU.	40
3.9	Récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles à ELS.	40
3.10	Récapitulatif des efforts tranchants maximaux des poutrelles à ELU et ELS.	40
3.11	les sollicitations maximales	40
3.12	Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91]	51
3.13	Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	51
3.14	Ferraillage de dalle pleine.	54
4.1	charges permanentes de balcon.	61
4.2	Pois De Volée.	66

4.3	Poids De Palier.	66
5.1	valeur des pénalités.	81
5.2	Valeur "V" Dynamique Ex.	83
5.3	Valeur "V" Dynamique Ey.	83
5.4	Périodes et facteurs de participation modaux.	84
5.5	Caractéristiques massiques et géométriques.	86
5.6	Vérification de l'effet $P - \Delta$ Sens X.	87
5.7	Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens Y.	88
5.8	Vérification des déplacements latéraux étage.	89
6.1	Récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et efforts tranchants.	92
6.2	Récapitulatif des ferrillages.	96
6.3	Récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m),efforts normale et efforts tranchants.	101
6.4	Récapitulatif des ferrillages des poteaux.	105
6.5	Choix des armatures.	110
7.1	Tableau récapitulatif en travée.	115
7.2	Tableau récapitulatif en appuis.	115
7.3	ferrillage en travée.	116
7.4	ferrillage en appui.	116
7.5	Résultats du Ferrillage du radier à l'E.L.U.	123

Symboles et Notations

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.
 C : Cohésion.
 Q : charge d'exploitation.
 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.
 $[\sigma_s]^a dm$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $[\sigma_{bc}]^a dm$: Contrainte de compression admissible du béton.
 σ_{ser} : Contrainte de compression du béton ELS.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 T : L'effort de traction.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 G : Charge permanente.
ELU : Etat limite ultime.
ELS : Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 F_z : Effort tranchant
 V_u : Effort tranchant ultime.
 T : Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 e : Epaisseur
 p : Force concentrée.

f : Flèche.
 f_{adm} : Flèche admissible.
 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.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 y : Position de l'axe neutre.
 ρ : le poids volumique.
 α : élancement d'un panneau de dalle.
 η : Coefficients de fissuration.
 θ : Coefficient d'application de charge.
 b : La largeur de la table de compression
 i : Rayon de giration
 B : Section de béton du poteau.
 a : l'épaisseur de voile
 h_e : hauteur libre d'étage
 g : giron
 A : coefficient d'accélération
 c_p : facteur de force horizontale
 w_p : poids de l'acrotère
 F_p : l'action de la force sismique applique sur l'acrotère.
 h_0 : épaisseur de la dalle
 ν : Coefficient de Poisson
 η : facteur de correction d'amortissement
 ξ : pourcentage d'amortissement critique
 E : charges sismiques.
 T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
 Q : facteur de qualité
 D : facteur d'amplification dynamique moyen

h_N : c'est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

x_i : l'abscisse du centre de torsion

y_i : l'abscisse du centre de torsion

R : coefficient de comportement global de la structure

Introduction et présentation de l'ouvrage

1.1 Historique

Le *béton* est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments ; ouvrages d'art,...etc. Il permet d'avoir de grandes portées autres fois impossible à atteindre avec la pierre ou le bois.

En 1867, mise au point du béton armé pour donner au ciment plus de résistance. Les français Joseph-Louis Lambot et Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

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

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce que :

- elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

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

1.2 Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but de vérifier la stabilité et la résistance des éléments de structure afin d'assurer la sécurité des utilisateurs.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il ne faut pas négliger les risques induits par ce choix, liés aux séismes et au vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations pour assurer une rigidité horizontale convenable de la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...). Cette résistance est elle même fonction des dimensions et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

1.3 Présentation du projet

1.3.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous sommes entrain d'étudier consiste en un bâtiment composé de deux sous sol, d'un Rez-de-chaussée plus douze étages, implanté a Oran, qui est une Zone de moyenne sismicité d'après les règles para-sismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

L'usage du bâtiment sera multiple puisque les sous-sols accueilleront un parking, le RdC sera destiné aux activités commerciales, le 1er niveau recevra des bureaux alors que le reste des étages seront à usage d'habitation.

1.3.2 Caractéristiques géométriques

C'est un bâtiment à 12 niveaux au-dessus du sol dont la structure porteuse est constituée de portiques en béton armé contreventés par des voiles.

- Longueur du bâtiment $L = 18.97$ m
- Largeur du bâtiment $B = 13.30$ m
- Hauteur du bâtiment $H = 47.24$ m
- Hauteur du sous sols $H_s = 3.26$ m
- Hauteur du rez-de-chaussée $h_{\text{rdc}} = 3.26$ m
- Hauteur des étages courants $h_e = 3.26$ m

1.3.3 Ossature et système constructif adopté

1.3.3.1 Planchers

nous avons :

- des planchers à corps creux pour tous les étages (courant et terrasse).
- des planchers à dalle pleine pour le sous-sol et le RdC et une partie de l'étage courant.

1.3.3.2 Ossature

C'est une ossature en portiques contreventés par des voiles.

1.3.3.3 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

1.3.3.4 Revêtements

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en plâtre pour les locaux humides (WC Salle De Bain Cuisine).
- Enduit en plâtre et ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

1.3.3.5 Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

1.3.3.6 Accrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

les caractéristique des matériaux utilisés dans la construction de bâtiments doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir BAEL91 modifiées 99, RPA99 version 2003 et CBA93.

1.4.1 Béton

1.4.1.1 Composition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (gravier, sable) et d'eau. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée ;
- un retrait minimum ;
- une bonne Tenue dans le temps (durabilité)

1.4.1.2 Résistance

Résistance caractéristique à la compression : Le béton est caractérisé par sa résistance caractérisée à la compression à j jours (généralement, à 28 jours). Cette valeur est déterminée pas des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm² de hauteur.

$$f_{c_j} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c_{28}} & \text{pour } j \leq 60 \\ 1,1 f_{c_{28}} & \text{pour } j > 60 \end{cases} \quad (1.1)$$

pour notre étude, on prend : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

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

- Traction direct sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédents placé horizontalement entre les Plateaux d'une presse (essai Brésilien) .
- Traction - flexion à l'aide d'une éprouvette prismatiques de côté (a) et de longueur (4a) reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La Résistance à la traction notée f_{tj} est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{en MPa}) \quad (1.2)$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa, on trouve : $f_{t28} = 2.1$ MPa.

1.4.1.3 Module de déformation longitudinale :

Ce module, connu sous le nom de *module de Young*, est défini sous l'action des contraintes normales de longue durée ou de courte durée d'application.

Module d'élasticité instantanée E_{ij} : Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \epsilon)$ d'un test de courte durée. Il est relié à la résistance caractéristique à la compression par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{en MPa}) \quad (1.3)$$

Module d'élasticité différée E_{vj} : Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \epsilon)$ d'un test de longue durée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad (\text{en MPa}) \quad (1.4)$$

1.4.1.4 Coefficient de poisson :

le coefficient de poisson est pris égale a :

- E.L.U : $\nu = 0$ (calcul des sollicitations, béton fissuré)
- E.L.S : $\nu = 0.2$ (calcul des déformations béton non fissuré)

1.4.1.5 Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25$ kN/m³

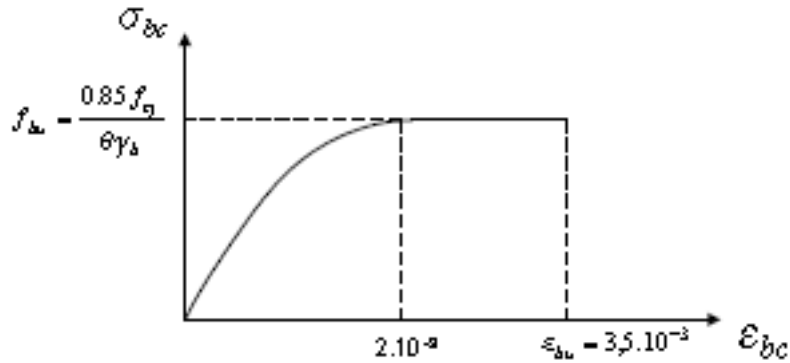


FIG. 1.1: Diagramme contrainte-déformation de béton en E.L.U

1.4.1.6 Contraintes limites de calcul

État limite ultime (E.L.U) : défini généralement par la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad (1.5)$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité égal à :

- $\gamma_b = 1.5$ dans le cas des situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1.15$ dans le cas des situations accidentelles.

État limite de service (E.L.S) : c'est l'état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

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

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (1.6)$$

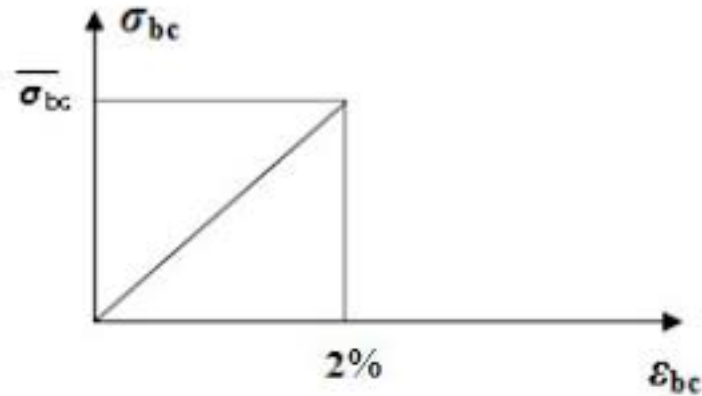


FIG. 1.2: Diagramme Contraintes et Déformations du Béton en ELS

1.4.2 Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On utilise 3 types d'aciers :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : $\phi = 6$ mm

1.4.2.1 Contraintes limites

ELU : On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \quad (1.7)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$: en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$: en cas de situations accidentelles.

Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

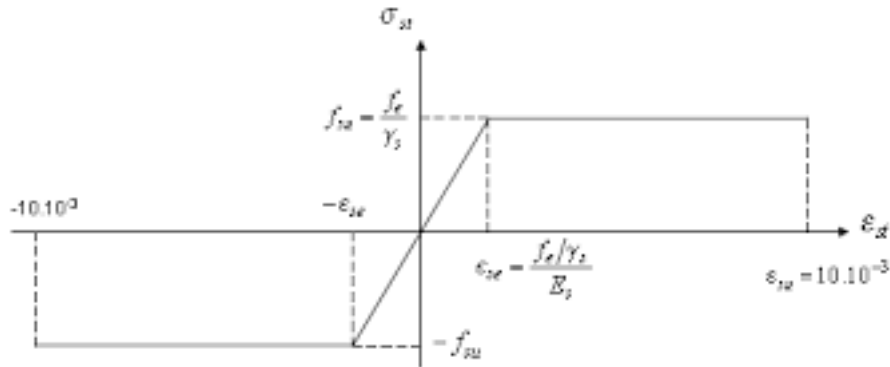


FIG. 1.3: Diagramme contraintes et déformations de Béton en E.L.U

2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

Module de Young :

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$$

Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant : $\eta = \frac{E_s}{E_b}$

Avec :

η : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

1.5 Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre es armature acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰ .
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.
- Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\%$

1.6 Caractéristiques du sol :

La capacité portante admissible du sol donné par le rapport géotechnique est De 4 bars avec la profondeur d'ancrage de 1,6m, la roche est moyennement dure.

- Sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré ferme (S2).

1.7 Généralités :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + -Ex$$

$$G + Q + -Ey$$

$$0,8G + Ex$$

$$0,8G + Ey$$

G : charge permanente Q : charge d'exploitation E : effort de séisme

Prédimensionnement et Descente des Charges

2.1 introduction :

Pour assurer une bonne tenue et la stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soit pré dimensionnés pour résister à la différente sollicitation :

- Sollicitation verticale : dues aux charges permanentes, surcharge du plancher, poutrelle et poutre ; poteau.
- Sollicitation horizontale : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement et descente de charges éléments de la structure est conforme aux règles BAEL91 et RPA99 /version2003.

2.2 Prédimensionnement des poutres :

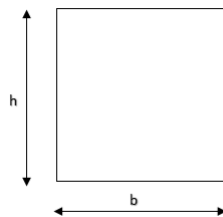


FIG. 2.1: Section transversale d'une poutre.

La hauteur h et la largeur b des poutres principales et secondaires doivent satisfaire aux dimensions minimales imposées par le RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (2.1)$$

Pour une poutre de portée L , la hauteur sera choisie de telle manière à respecter le critère de rigidité suivant :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (2.2)$$

Une fois la hauteur h déterminée, on se fixe une largeur b comprise entre 40 à 80 % de la hauteur.

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \quad (2.3)$$

2.2.1 Poutres principales

2.2.1.1 Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max} = 570 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

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

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

$$18 \leq b \leq 36$$

$$\text{Donc : } b = 30 \text{ cm}$$

Conditions du RPA99:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases} \quad (2.4)$$

2.2.2 Poutre secondaire :

Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max} = 430 \text{ cm}$$

Soit : $28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$

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

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

$16 \leq b \leq 32$

Donc : $b = 25 \text{ cm}$

2.2.2.1 Conditions du RPA99

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm CV} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right. \quad (2.5)$$

TAB. 2.1: Tableau récapitulatif des sections des poutres.

type des poutrelles	L	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h/b
poutre principale	570	38	57	45	30	1,5
poutre secondaire	430	28,66	34	40	25	1,6

2.3 Les planchers :

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, pour les planchers étage et terrasse et un plancher en dalle pleine, pour le plancher haut sous-sol.

2.3.1 Plancher dalle pleine :

On note :

L_x : la petite dimension de la dalle.

L_y : la grande dimension de la dalle.

- Si $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ et la dalle est uniformément chargée, la dalle travaille suivant une seule direction.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x \quad (2.6)$$

- Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ et la dalle est uniformément chargée, la dalle travaille suivant les deux directions L_x et L_y .

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x \quad (2.7)$$

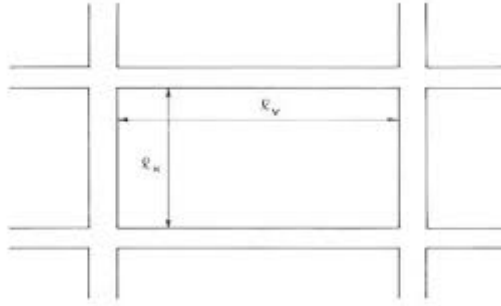


FIG. 2.2: Dimension d un panneau de dalle

Avec : $L_x \leq L_y$

Pour le présent projet, nous avons :

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

$$L_y = 5.45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{4}{5.45} = 0,73 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens $l_x, l_y. \Rightarrow 8 \leq h_d \leq 10 \Rightarrow h_d = 9 \text{ cm}$

condition de résistance au feu :

D'après [BEAL 91

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On prend : $e = 11 \text{ cm}$

Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

$$e = \max\{9; 11; 14; 16\}(\text{cm})$$

On prend l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 16 \text{ cm}$

2.3.2 Plancher à corps creux :

Le plancher est dimensionné à partir de critère de flèche

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (2.8)$$

- h_t : Hauteur totale du plancher.
- L : La distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$$L = 400 \text{ cm}$$

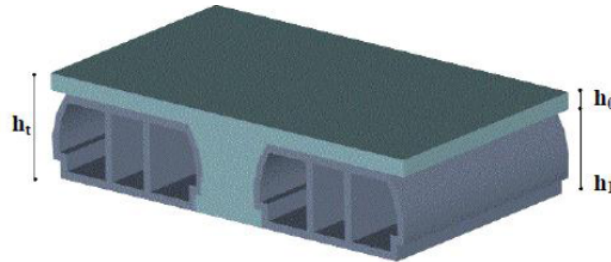


FIG. 2.3: plancher a corps creux.

$$\frac{400}{25} \leq h_t \leq \frac{400}{20} \Rightarrow 16 \leq h_t \leq 20 \quad (2.9)$$

Donc : $h_t = 20 \text{ cm}$

avec :

$h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la table de compression.

$h = 16 \text{ cm}$: épaisseur de corps creux.

2.4 Descente des charges :

2.4.1 Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

2.4.2 Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

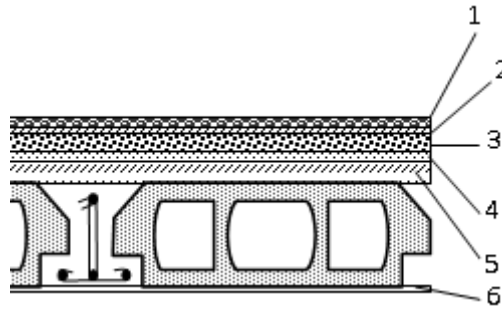


FIG. 2.4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

calcul de la forme de pente :

$$\tan \alpha = H/L = 0.01$$

$$H = 0.01 * L$$

$$L = \sqrt{19,38^2 + 14^2} = 23.9 \text{ m}$$

$$H = 0,01 * 2390 = 23.9 \text{ cm}$$

$$H_{moy} = (H + 4)/2 = (23,9 + 4)/2 = 13.95 \text{ cm}$$

On prendre : $H_p = 14 \text{ cm}$

TAB. 2.2: Descentes des charges de plancher de terrasse.

N°	Matériaux	Epaisseur(m)	$\rho(Kg/m^3)$	$G(Kg/m^2)$
1	Protection en gravillons roulés	0,05	1700	85
2	Étanchéité multicouche	0,02	600	12
3	Forme de pente en béton	0,1	2200	220
4	Isolation thermique liège	0,04	400	16
5	Plancher en corps creux(16+4)	0,2	–	280
6	Enduit plâtre	0.02	1000	20
				$G = 633 \text{ Kg/m}^2$

2.4.3 Plancher étage courant :

charge permanentes :

2.4.4 plancher haut de RDC et sous-sol :**2.4.5 Murs en maçonnerie****2.4.5.1 Mur extérieur**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloisons) avec 20d'air (ep=5cm)

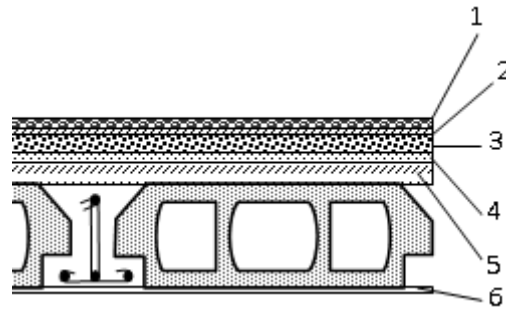


FIG. 2.5: Coupe transversale d'un plancher d'étage courant.

TAB. 2.3: Charges permanentes, étage courant.

N°	Matériaux	Épaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de Pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0,02	1800	36
4	Plancher à corps creux	0,2	–	280
5	Enduit plâtre	0,02	1000	20
6	Cloisons réparties	0.1	1000	100
				560

TAB. 2.4: Charges permanentes, RdC et sous-sol.

N°	Matériaux	Épaisseur (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de Pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0,02	1800	36
4	Dalle en BA	0,16	2500	400
5	Enduit au ciment	0,015	1800	27
6	Cloisons réparties	0.1	1000	100
				647

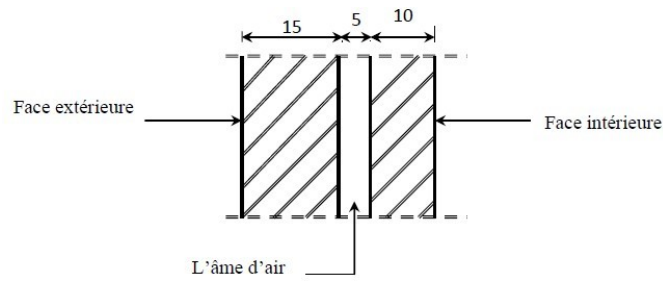


FIG. 2.6: Coupe transversale d'un mur de façade.

TAB. 2.5: Descentes des charges d'un mur extérieur $e_p = 30$ cm.

Matériaux	Épaisseur(m)	$\rho(Kg/m^3)$	$G(Kg/m^2)$
Enduit extérieure en ciment	0,02	1800	36
Briques creuses	0,15	900	135
l'âme d'aire	5		
Brique creuse	0,10	900	90
Enduit intérieur en ciment	0,02	1800	36
			$G = 297 Kg/m^2$

2.4.5.2 Murs intérieurs 10 cm

TAB. 2.6: Descentes des charges d'un mur intérieur $e_p = 10$ cm.

Matériaux	Épaisseur(m)	$\rho(Kg/m^3)$	$G(Kg/m^2)$
Brique creux	0,1	900	90
Enduit en ciment	0,2	1800	36
Enduit en ciment	0,02	1800	36
			$G = 162 Kg/m^2$

2.4.5.3 Murs intérieurs 25 cm

2.4.6 charges d'exploitation :

- plancher terrasse inaccessible..... $Q = 100 Kg/m^2$
- plancher étage courant..... $Q = 150 Kg/m^2$
- plancher de RDC..... $Q = 250 Kg/m^2$
- sous-sol..... $Q = 250 Kg/m^2$

TAB. 2.7: Descentes des charges d'un mur intérieur $e_p = 25$ cm.

Matériaux	Épaisseur(m)	$\rho(Kg/m^3)$	$G(Kg/m^2)$
Enduit en ciment	0,02	1800	36
Briques creuses	0,10	900	90
l'âme d'aire	5	–	–
Brique creux	0,10	900	90
Enduit en ciment	0,02	1800	36
			$G = 252 Kg/m^2$

— balcon en dalle pleine..... $Q = 350 Kg/m^2$

TAB. 2.8: Récapitulatif des charges et combinaison des charges.

charge	Destination	G^a	Q^a	ELU ^a	ELS ^a	e^b	qu ^c	qs ^c
plancher-terrasse	terrasse inaccessible	633	100	1004,55	733	0,6	602,73	439,8
1 ^{er} étage	bureaux	560	250	1131	810	0,6	678,6	486
2 ^e -12 ^e étage	habitation	560	150	981	710	0,6	588,6	426
RdC	commerce	647	250	1248,45	897	1	1248,45	897
sous-sol	parking	647	250	1248,45	897	1	1248,45	897
mur extérieur	e=30cm	297	0	400,95	297	1	400,95	297
mur intérieur	e=10cm	162	0	218,7	162	1	218,7	162
mur intérieur	e=25cm	252	0	340,2	252	1	340,2	252

^a en kg/m^2 ^b en m ^c en kg/ml

2.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et

un poteau d'angle. Pour chaque type de poteau en lui affectant la surface du plancher chargée.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

2.5.1 Loi de dégression des charges d'exploitation

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, ..., Q_{n-1} et n à partir du sommet du bâtiment.

[htb!] Sous terrasse.....	Q_0
Sous étage 1.....	$Q_0 + Q_1$
Sous étage 2.....	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Sous étage 3.....	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage 4.....	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
.....
Sous étage $n \geq 5$	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

TAB. 2.9: La Dégression Des Charges.

Niveaux	Q(KN/m ²)	G(KN/m ²)
12ème étage	1	6,33
11ème étage	2,5	11,93
10ème étage	3,85	17,53
9ème étage	5,05	23,13
8ème étage	6,1	28,73
7ème étage	7	34,33
6ème étage	7,75	39,93
5ème étage	8,45	45,53
4ème étage	9,28	51,13
3ème étage	10,04	56,73
2ème étage	10,75	62,33
1er étage	12,20	67,93
RdC	14,55	74,4
Sous-sol 1	14,95	80,87
Sous-sol 0	16,25	87,34

2.5.2 méthode de calcul :

Critère de résistance :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \times N_u}{\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \frac{f_e}{\gamma_s}} \right] \quad (2.10)$$

On prend : Zone (IIa) $A/B_r = 0.008$ (RPA99 version 2003).

- σ_s : contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17$ MPa
- B_r : section réduite du poteau : $B_r = (a - 2)(b - 2)$. a et b : en [cm]

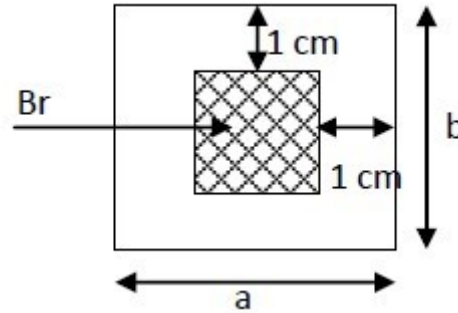


FIG. 2.7: Section réduite du béton.

- pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2}$

avec :

- $\beta = 1 + 0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée, donc ; $\beta = 1,2$

La formule 4.2 est simplifiée et devient :

$$B_r \geq \left[\frac{1,2 \times N_u}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \frac{400}{1,15}} \right] \times 10^{-1} = 0,00663 N_u$$

Donc : $B_r \geq 0.00663 N_u (\text{cm}^2)$

D'après le critère de résistance, On a :

$$N_u = 1,15P_u$$

$$P_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

Avec :

N_g : effort normale dus aux charges permanentes.

N_q : effort normale dus aux charges d'exploitations.

Condition de stabilité de forme : (critère de flambement)

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Avec : λ :Élancement.

l_f : longueur de flambement, avec $l_f = 0,7l_0$

l_0 : longueur libre du poteau.

i : rayon de giration de la section de plan de flambement : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12}$

Condition imposées par le RPA99/v2003 :

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

En zone les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$- \text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$$

$$- \text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20}$$

$$- 1/4 < a/b < 4$$

avec (a,b) :dimention de la section.

h-e :Hauteur d'étage. Nous optons pour des poteaux rectangulaires.

2.5.3 Calcul de la section de poteau :

Détermination de la surface afférente : pour le pré dimensionnement des poteaux ;on utilise le poteau le plus sollicité (centrale), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

- $P.P$: poutre principale. $\Rightarrow L_{aff-pp} = 4.95 \text{ m}$
- $P.S$: poutre secondaire. $\Rightarrow L_{aff-ps} = 3.96 \text{ m}$
- S_{aff} : section afférente. $\Rightarrow S_{aff} = 19.60 \text{ m}^2$

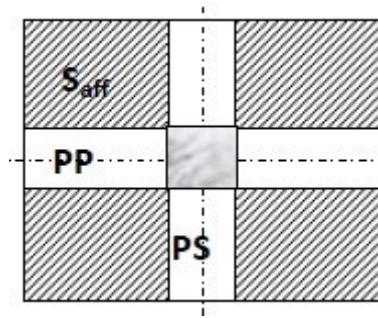


FIG. 2.8: Surface afférente du poteau le plus sollicité.

2.5.4 exemple de calcul :

Calcul de la section de poteau : (12^{me} étage)

Effort normal ultime :

$$N_{plancher} = (1,35N_g + 1,5N_q) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 19,60 = 196.91 \text{ KN}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 25 \times h_{pp} \times b \times L_{aff-pp}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 25 \times 0,45 \times 0,3 \times 4,95 = 22.55 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 25 \times h_{ps} \times b \times L_{aff-ps}$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 25 \times 0,4 \times 0,25 \times 3,96 = 13.36 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{plancher} + N_{pp} + N_{ps} + N_{poteau}$$

$$N_u = 196,91 + 22,55 + 13,36 = 232.83 \text{ KN}$$

La section réduire :

$$B_r = 0.663 \times N_u = 0.663 \times 232,83 = 154.36 \text{ cm}^2$$

pour la section rectangulaire on fixe $a = 30 \text{ cm}$ et calculer de "b"

$$(a - 2) \times (b - 2) = 154,36 \Rightarrow (b - 2) \times (30 - 2) = 154.36 \text{ cm}^2$$

$$b = (154,36/28) + 2 \Rightarrow b = 7.51 \text{ cm}$$

On prendre : $b = 40 \text{ cm}$

2.5.4.1 vérifier suivant RPA99v2003:

L'article 7.4.1 de RPA99v2003 exige pour la zone IIa :

$$\text{Min}(a; b) \geq 25 \Rightarrow \text{Min}(30; 40) \geq 25 \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(a; b) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(30; 40) = 30 \geq 326/20 = 16,30 \dots\dots \text{CV}$$

$$1/4 < a/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 30/40 = 0,75 < 4 \dots \text{CV}$$

2.5. Pré dimensionnement des poteaux :

TAB. 2.10: Valeur Cumulées Des Charges Et Surcharges.

He (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nu pp [KN]	Nu ps [KN]	Nu pot [KN]	Nu planc [KN]	Nu [KN]	Br [cm ²]	a [cm]	b [cm]	b [cm]
3,26	6,33	1	22,553	13,365	0	196,91	232,83	154,37	30	7,513	40
3,26	11,93	2,5	45,107	26,73	11,381	389,21	472,42	313,22	30	13,19	40
3,26	17,53	3,85	67,66	40,095	22,761	577,09	707,61	469,14	30	18,76	40
3,26	23,13	5,05	90,214	53,46	34,142	760,57	938,38	622,15	30	24,22	45
3,26	28,73	6,1	112,77	66,825	46,945	939,63	1166,2	773,17	30	29,61	45
3,26	34,33	7	135,32	80,19	59,748	1114,3	1389,5	921,27	30	34,9	45
3,26	39,93	7,75	157,87	93,555	72,551	1284,5	1608,5	1066,4	35	34,32	50
3,26	45,53	8,455	180,43	106,92	89,147	1453,4	1829,9	1213,3	35	38,77	50
3,26	51,13	9,28	202,98	120,29	105,74	1625,9	2054,9	1362,4	40	37,85	60
3,26	56,73	10,045	225,53	133,65	128,5	1796,6	2284,3	1514,5	40	41,85	60
3,26	62,33	10,75	248,09	147,02	151,27	1965,5	2511,9	1665,4	40	45,83	60
3,26	67,93	12,2	270,64	160,38	174,03	2156,3	2761,4	1830,8	40	50,18	60
3,26	74,4	14,545	293,19	173,75	196,79	2396,5	3060,2	2028,9	45	49,18	70
3,26	80,87	14,95	315,75	187,11	226,66	2579,6	3309,1	2194	45	53,02	70
3,26	87,34	16,25	338,3	200,48	256,54	2789,1	3584,4	2376,4	45	57,27	70

TAB. 2.11: Vérification En R.P.A.

niveau	Min (a ;b)	a/b	He/20	
10ème à 12ème étage	30	0,75	16,3	CV
7ème à 9ème étage	30	0,66667	16,3	CV
5ème à 6ème étage	35	0,7	16,3	CV
1ère à 4ème étage	40	0,66667	16,3	CV
sous-sol 2 à RDC	45	0,64286	16,3	CV

2.5.4.2 Vérification de flambement :

$$l_f = 0,7l_0 \Rightarrow l_f = 228.2 \text{ cm}$$

• Sens x - x

$$\lambda_x = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} \leq 35$$

$$\lambda_x = \frac{228,2}{\sqrt{\frac{40^2}{12}}} = 19,76 < 35 \dots \text{CV.}$$

• Sensy - y

$$\lambda_y = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{a^2}{12}}} \leq 35$$

$$\lambda_y = \frac{228,2}{\sqrt{\frac{30^2}{12}}} = 26,35 < 35 \dots \text{CV.}$$

TAB. 2.12: Vérification De R.P.A Et De Flambement

niveau	a	b	lf	x	y	
10ème à 12ème étage	30	40	228,2	19,763	26,35	CV
7ème à 9ème étage	30	45	228,2	17,567	26,35	CV
5ème à 6ème étage	35	50	228,2	15,81	22,586	CV
1ère à 4ème étage	40	60	228,2	13,175	19,763	CV
sous-sol 2 à RDC	45	70	228,2	11,293	17,567	CV

2.6 Pré dimensionnement des voiles :

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le RPA.

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

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

L :Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

2. $a_{min} \geq 15 \text{ cm}$

a_{min} : Epaisseur minimal du voile.

3. Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve 2 types de voiles :

2.6.1 Les voiles de contreventement :

Pour notre structure : $h_e = h - h_d \Rightarrow h_e = 326 - 20 \Rightarrow h_e = 306 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

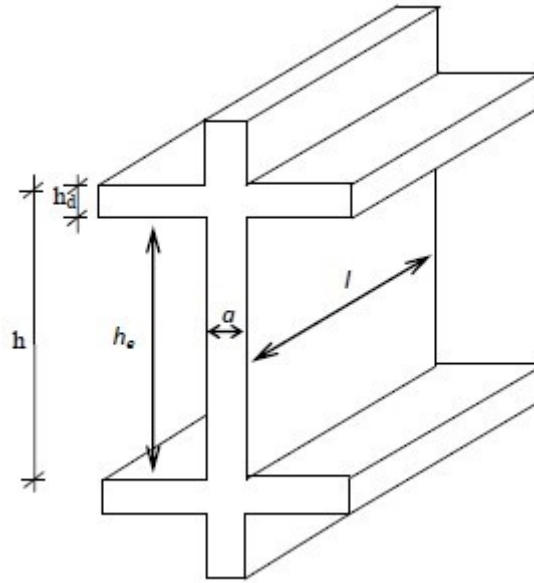


FIG. 2.9: Coupe De Voile En Élévation.

2.6.2 voiles périphériques au sous-sol :

D'après R.P.A99 le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- $a_{min} = 15 \text{ cm}$ [RPA99/10.1.2]
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ [RPA99/7.7.1] $\implies e \geq \frac{326-16}{25} = 12.4 \text{ cm}$
avec : $h_e = 326 - 16 = 310 \text{ cm}$ (hauteur libre de sous-sol)

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

TAB. 2.13: Épaisseur des voiles (les dimensions en cm)

Type de voile	h_e	$h_e/20$	$h_e/25$	Épaisseur
contreventement	306	15,3	/	20
périphérique	310	/	12,4	20

CALCUL DES PLANCHERS

3.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs,...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement. Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- protection des personnes contre les risques d'incendie.

3.2 Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux : L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression. L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur les quels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (voir figure 3.1).

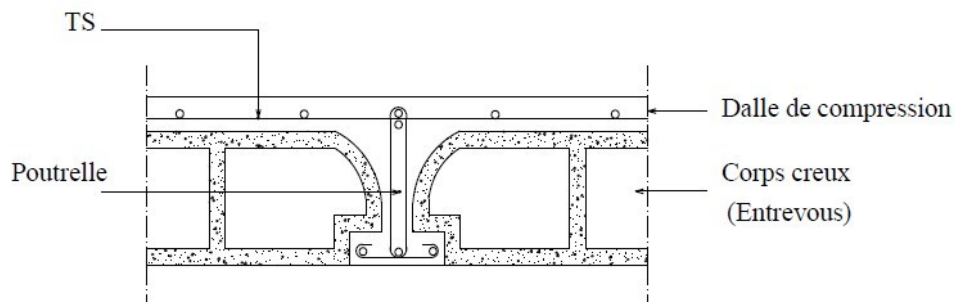


FIG. 3.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

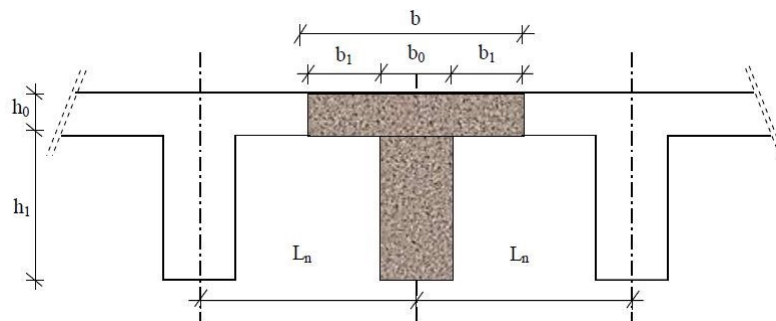


FIG. 3.2: Dimensions des poutrelles.

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

$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{525}{10} = 52.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = (6 \div 8) \times 4 = (24 \div 32) = 28 \text{ cm}$$

avec :

L_n : distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$); DTRB.C.2.2

L : portée entre nus d'appuis ($L = 5.25 \text{ m}$)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression.

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

Donc :

$$b_1 \leq \min(24; 52, 5; 28) = 24 \text{ cm}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

3.2.2 Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm(5/m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm(3/m) pour les armatures parallèles aux poutrelles ;

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

- $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e}$

Les armatures parallèle aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures en [cm].

f_e : Limite d'élasticité en [Mpa].

$A_{//}$: Armatures parallèles aux nervures en [cm²/ml].

A_{\perp} : Armatures perpendiculaires aux nervures en [cm²/ml].

a. Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

dans notre plancher, On a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi_6 \Rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T6/\text{ml} \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T6/m_l \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/m_l$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- choix : le treillis soudé adopté est : $Ts \phi 6 (200 \times 200 \times 6)$

3.2.3 Étude des poutrelles :**3.2.3.1 Évaluation des charges :**

Combinaisons fondamentales :

$$ELU : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$ELS : q_{ser} = (G + Q) \times b$$

TAB. 3.1: Évaluation des charges

Type de plancher	b (m)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	q_u (daN/m)	q_s (daN/m)
terrasse	0,6	633	100	602,73	439,8
1 ^{er} au 11 ^e étage	0,6	560	150	588,6	426

3.2.3.2 Type de poutrelle :

On distingue les types de poutrelles suivants :

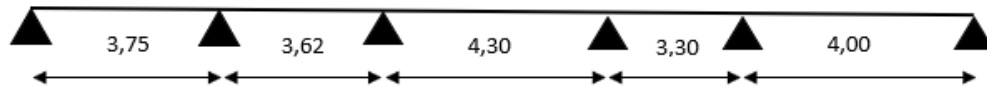
type 1

FIG. 3.3: Type 1 de poutrelle.

type 2

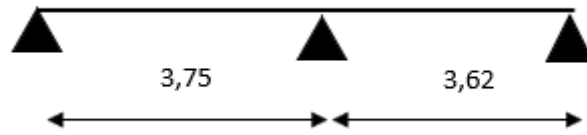


FIG. 3.4: Type 2 de poutrelle.

type 3

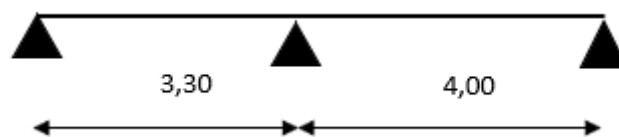


FIG. 3.5: Type 3 de poutrelle.

type 4

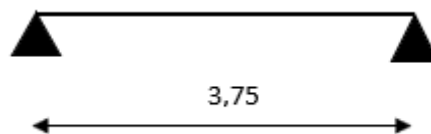


FIG. 3.6: Type 4 de poutrelle.

3.2.3.3 La méthode de calcul :

On utilise la méthode (forfaitaire) ou la méthode de (Caquot).

Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges D'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 500 \text{ daN/m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25.

— La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT).

Soit :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison. C'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

- M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Méthode de Caquot :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5 \text{ kN/m}^2$ elle peut aussi s'appliquer lorsque, une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; dièrèse de longueur entre les portes supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre : $g' = 2/3$ pour le calcul des moments sur appui.

Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui. Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est(e) de longueurs respectives L_w et L_e .

3.2.4 Calcul de poutrelle :

3.2.4.1 Etude du 1^{er} type

$$G = 633 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

schéma statique : (voir la fig 3.3)

vérification d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \text{Max}(2 \times 633 = 1266 \text{ daN/m}^2; 500 \text{ daN/m}^2) \rightarrow \text{C.V}$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. $\rightarrow \text{CV}$
3. $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,30}{3,30} = 1,30 \rightarrow \text{N.V}$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\rightarrow \text{C.V}$

conclusion : La méthode de forfaitaire n'est pas applicable ; donc on utilise la méthode de Caquot.

Calcul à L'ELU.**Moments en appuis :**

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

Exemple de calcul : $q_w = q_e = 602,73 \text{ daN/m}$

$$M_2 = -\frac{602,73 \times 3,75^3 + 602,73 \times 2,89^3}{8,5(3,75 + 2,89)} = -820,93 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

l'effort tranchant :

$$T = \frac{q \times l}{2} + \Delta t$$

$$\Delta t = \frac{M_e - M_w}{l}$$

Exemple de calcul :

$$\Delta t = \frac{-820,93 - 0}{3,75} = -218,91 \text{ daN}$$

$$T = \frac{602,73 \times 3,75}{2} + (-218,91) = 911,21 \text{ daN}$$

Moments en travées :

$$M_t = \frac{T^2}{2 \times q} + M_a$$

Exemple de calcul :

$$M_t = \frac{911,21^2}{2 \times 602,73} + 0 = 688,77 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Diagramme des moments fléchissant :

3.2. Plancher à corps creux :

TAB. 3.2: Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELU (type01).

Porté (m)	3,75	3,62	4,3	3,3	4	
Porté Fictive (m)	3,75	2,89	3,44	2,64	4	
qu	602,73	602,73	602,73	602,73	602,73	
Ma	0	-820,9	-726,4	-689,4	-879,96	0
delta	-218,91	26,111	8,6163	-57,759	219,99	
T	911,205	1117,1	1304,5	936,746	1425,4	
T	-1349	-1065	-1287	-1052,3	-985,5	
Mt	688,779	214,2	685,24	38,5785	805,63	

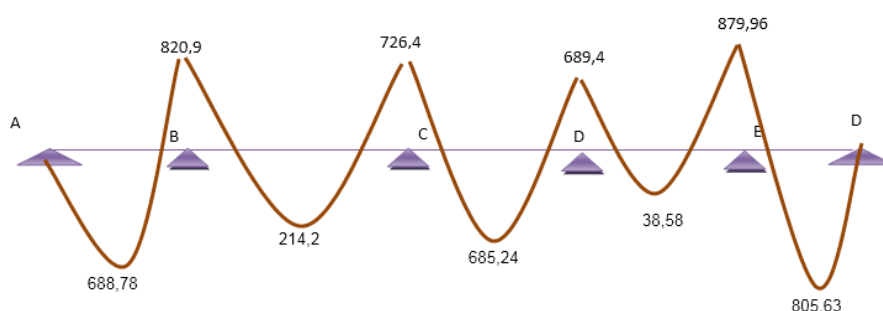


FIG. 3.7: Diagramme des moments fléchissant ELU type1.

TAB. 3.3: Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELS (type01).

Porté (m)	3,75	3,62	4,3	3,3	4	
Porté Fictive (m)	3,75	2,89	3,44	2,64	4	
qs	439,8	439,8	439,8	439,8	439,8	
Ma	0	-599	-530,04	-503	-642,09	0
delta	-159,74	19,053	6,2872	-42,146	160,52	
T	664,888	815,09	951,86	683,524	1040,1	
T	-984,36	-777	-939,3	-767,82	-719,1	
Mt	502,588	156,3	500,01	28,15	587,85	

Calcul à L'ELS.

Diagramme des moments fléchissant : (Fig :3.8)

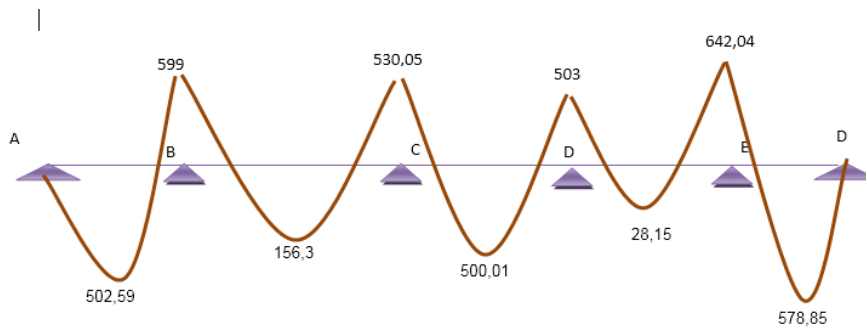


FIG. 3.8: Diagramme des moments fléchissant ELS type1.

3.2.4.2 Etude du 2^{me} type :

$$G = 560 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

shéma statique : (voir la Fig :3.4)

vérification d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \text{Max}(2 \times 560 = 1120 \text{ daN/m}^2; 500 \text{ daN/m}^2) \rightarrow \text{C.V}$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. $\rightarrow \text{CV}$
3. $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,75}{3,62} = 1,04 \rightarrow \text{C.V}$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\rightarrow \text{C.V}$

conclusion :

On utilise la méthode de forfaitaire. La méthode forfaitaire est appliquée aussi pour poutrelle type 3.

Moment fléchissant à L'ELU : (Tableau :3.5)

TAB. 3.4: Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELU (type02).

portée		3,45		3,32
$g=0,6G$ (daN/m)		336		336
$q=0,6Q$ (daN/m)		90		90
q u		588,6		588,6
q s		426		426
M(iso)travée ELU		875,3		810,97
Ma(appui)	-175,2		-525,44	-162,19
(travée)		0,211		0,211
Mt		553,19		512,28
$Mt+(Mw+Me)/2$		903,48		856,1
$\maxi(((1+0,3) M0);(1,05M0))$		931,23		862,37
condition		NV		NV
Mt(travée apprendre)		580,94		518,56
T		1015,3		977,08

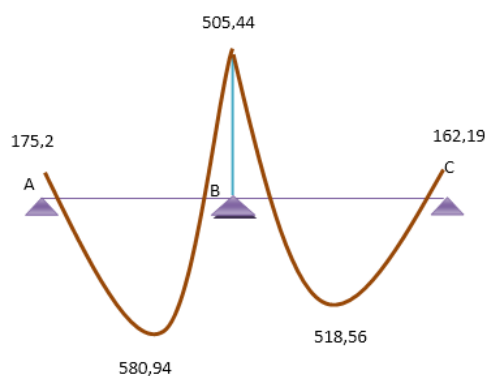
Diagramme des moments fléchissant ELU : (fig :3.9)

FIG. 3.9: Diagramme des moments fléchissant à ELU type2.

Moment fléchissant à L'ELS. (Tableau :3.5)

TAB. 3.5: Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELS (type02).

q s	426	426	
M(iso)travée ELS	633,81	586,94	
Ma(appui)	-126,76	-380,28	-117,39
K(travée)	1,382	1,382	
Mt	400,37	370,77	
Mt+(Mw+Me)/2	653,89	619,6	
maxi(((1+0,3) M0);(1,05M0))	673,98	862,37	
condition	NV	NV	
Mt(travée apprendre)	420,46	613,54	
T	734,85	707,16	

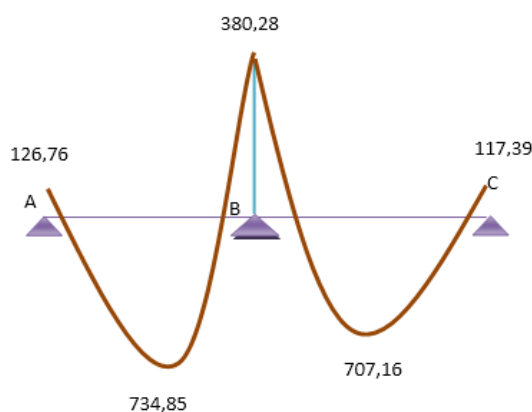
Diagramme des moments fléchissant : (fig :3.9)

FIG. 3.10: Diagramme des moments fléchissant ELS(type2).

3.2.4.3 Etude du 3^{me} type :

$$G = 560 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

shéma statique : (voir la Fig :3.5)

Moment fléchissant à L'ELU. (Tableau :3.6)

TAB. 3.6: Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELU (type03).

portée	3	3,7		
$g=0,6G$ (daN/m)	336	336		
$q=0,6Q$ (daN/m)	90	90		
q u	588,6	588,6		
q s	426	426		
M(iso)travée ELU	662,18	1007,24		
Ma(appui (travée)	-132,44	-604,35	-201,45	
Mt	0,211	0,211		
Mt+(Mw+Me)/2	418,29	636,26		
maxi(((1+0,3) M0);(1,05M0))	786,68	1039,16		
condition	704,14	1071,08		
	N.V	N.V		
Mt(travée apprende)	418,29	668,18		
T	882,9	1088,91		

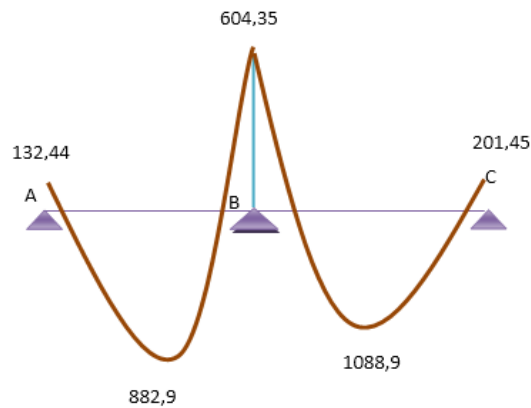
Diagramme des moments fléchissant : (Fig :3.11)

FIG. 3.11: Diagramme des moments fléchissant ELU type3.

Moment fléchissant à L'ELS.

TAB. 3.7: Moment fléchissant et l'effort tranchant à L'ELS (type03).

q s	426	426	
M(iso)travée ELS	479,25	728,99	
Ma(appui)	-95,85	-437,4	-145,8
K(travée)	1,382	1,382	
Mt	302,74	460,5	
Mt+(Mw+Me)/2	569,36	752,09	
maxi(((1+0,3) M0);(1,05M0))	509,63	1071,08	
condition	N.V	N.V	
Mt(travée apprendre)	302,74	779,48	
T	639	788,1	

Diagramme des moments fléchissant : (Fig :3.12

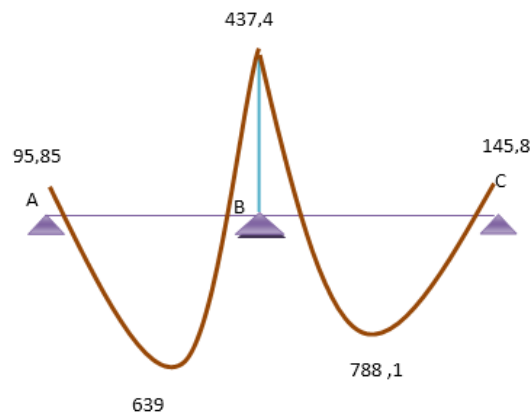


FIG. 3.12: Diagramme des moments fléchissant à ELS type3

3.2.4.4 Etude du 4^{me} type :

$$G = 633 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

shéma statique : (voir la Fig :3.6

Moment fléchissant à L'ELU.

Moment en appui :

$$M_1 = M_2 = 0 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow M_t = \frac{602,73 \times 3,75^2}{8} = 1059.49 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

l'effort tranchant :

$$T = \frac{q \times l}{2} \Rightarrow T = \frac{602,73 \times 3,75}{2} = 1130.12 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$T = -\frac{q \times l}{2} \Rightarrow T = -\frac{602,73 \times 3,75}{2} = -1130.12 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

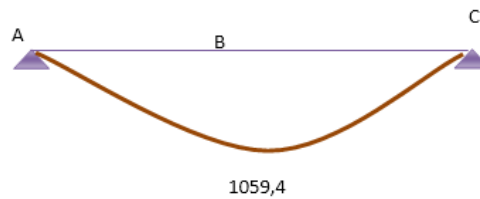


FIG. 3.13: Diagramme des moments fléchissant à ELU type4.

Moment fléchissant à L'ELS.

Moment en appui :

$$M_1 = M_2 = 0 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow M_t = \frac{439,8 \times 3,75^2}{8} = 773.09 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

l'effort tranchant :

$$T = \frac{q \times l}{2} \Rightarrow T = \frac{439,8 \times 3,75}{2} = 824.63 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$T = -\frac{q \times l}{2} \Rightarrow T = -\frac{439,8 \times 3,75}{2} = -824.63 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

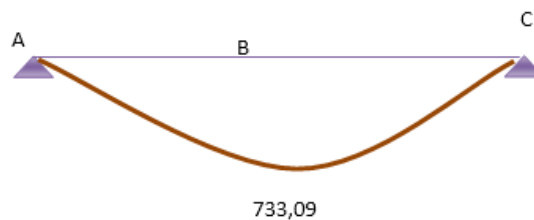


FIG. 3.14: Diagramme des moments fléchissant à ELS type4.

Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximaux.

D'après les tableaux ci-dessus : ont obtenus les résultats maximaux suivant :

TAB. 3.8: Récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles à ELU.

Etages	Etage courants		Terrasse	
type	$M_a(daN.m)$	$M_t(daN.m)$	$M_a(daN.m)$	$M_t(daN.m)$
type 1	-859,33	786,74	-879,96	805,63
type 2	-525,44	1015,3	-538,05	582,89
type 3	-604,35	1088,91	-618,85	670,42
type 4	0	1034,65	0	1059,49

TAB. 3.9: Récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles à ELS.

Etages	Etage courants		Terrasse	
type	$M_a(daN.m)$	$M_t(daN.m)$	$M_a(daN.m)$	$M_t(daN.m)$
type 1	-612,94	569,41	-642,09	587,85
type 2	-380,28	734,85	-392,6	615,07
type 3	-437,4	788,1	-451,56	781,95
type 4	0	748,83	0	733,09

TAB. 3.10: Récapitulatif des efforts tranchants maximaux des poutrelles à ELU et ELS.

Etages	ELU		ELS	
type	Courants	Terrasse	Couranst	Terrasse
type 1	1392	1425,4	1007,5	1040,1
type 2	1015,3	1039,71	734,85	758,66
type 3	1088,91	115,03	788,1	813,63
type 4	1103,62	1130,12	798,75	824,63

TAB. 3.11: les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
$M_{amax}(daN.m)$	-879,96	-642,09
$M_{tmax}(daN.m)$	1088,91	788,1
$T_{max}(daN)$	1425,4	1040,1

3.2.5 Ferrailage des poutrelles :

État limite ultime (ELU) :

* **En travée**

$$M_u = 1088.91 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

▷ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

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

$$M_t = 14,17 \times 10^3 \times 0,6 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 54.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1088.91 \text{ daN} \cdot \text{m} < M_t = 5441 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(bh) = (6020) \text{ cm}^2$.

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10889,1}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0394$$

$$\mu = 0,0394 < \mu_L = 0.392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0502$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

▷ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10889,1}{0,979 \times 18 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

▷ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.78 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T10 $\rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$

* **b. En appui :**

$$M_a = -879.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_a < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

▷ **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8799,6}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,159$$

$$\mu_{0,159} = \mu_L = 0,392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,218$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,913$$

▷ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8799,6}{0,913 \times 18 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2$$

▷ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,54 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T10 $\rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$

État limite de service (ELS) :* **En travée**

$$M_t = 788,10 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier } FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{10889,1}{7881} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0502 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc : Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

* **En appuis**

$$M_a = -642,09 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier } FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{8799,6}{6420,9} = 1,37$$

$$\alpha = 0,218 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc : Les armatures calculées à l' ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

▷ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_{max} = 1425.4 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{14254}{120 \times 180} = 0.66 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} > \tau = 0.66 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

▷ **Diamètre des armatures transversales :**

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

Avec :

H :Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L :Diamètre des armatures longitudinales.

b_0 :Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min(0,57; 1,2; 1,2) = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

▷ **L'espacement des armatures transversales :**

$$\begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$- \delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \quad \text{A.12.3.6 BAEL.91}$$

$$- \delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b_0 \times \sin \alpha} = 49.45 \text{ cm} \quad \text{12.3.4 BAEL.91}$$

$$- \frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau - 0,3f_{tj} \times K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{A.5.1.23 BAEL.91}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \geq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 (\tau - 0,3f_{t28})} = 527.44 \text{ cm}$$

$$\text{Conclusion : } \delta_t \geq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

3.2.6 Vérification de la flèche :

D'après les règles CBA 93, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées (La vérification de la flèche se fait à l'ELS) :

1. $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{tser}}{M_{aser}}$
3. $\frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e}$

Avec : L : La portée de la travée entre axe.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_{tser} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_{aser} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

Vérification des conditions :

1. $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$
2. $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{10} \cdot \frac{7881}{6420,9} = 0,21 \rightarrow C.N.V$
3. $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12,18} = 0,011 > \frac{4,2}{400} = 0,105 \rightarrow C.N.V$

Conclusion :

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On a :

$$\begin{cases} G = 633 \text{ daN/m}^2 \\ p = 633 + 100 = 733 \text{ daN/m}^2 \\ j = 633 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $\frac{2}{3}G$

$$\begin{cases} G = 422 \text{ daN/m}^2 \\ p = 522 \text{ daN/m}^2 \\ j = 422 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b = 0.60 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 253.2 \text{ daN/m} \\ p = 313.2 \text{ daN/m} \\ j = 253.2 \text{ daN/m} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,70 \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,70 \frac{253,2 \times 4^2}{8} = 354.48 \text{ daN m} \\ M_P = 0,70 \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,70 \frac{313,2 \times 4^2}{8} = 438.48 \text{ daN m} \\ M_J = 0,70 \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,70 \frac{253,2 \times 4^2}{8} = 354.48 \text{ daN m} \end{cases}$$

▷ **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000. \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000. \sqrt[3]{25} = 32\,164 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700. \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700. \sqrt[3]{25} = 10\,819 \text{ MPa}$$

▷ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0(h - h_0)/2] + \eta \cdot A \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A} = 11.79 \text{ cm}$$

▷ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{b \cdot y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_1 - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^3$$

$$I_g = 28\,792.22 \text{ cm}^4$$

▷ **Calculer Y et I :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A_y - 15Ad = 0 \text{ avec } A' = 0$$

$$y = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A(d - y)^2 \text{ avec } A' = 0$$

$$I = 8217.52 \text{ cm}^4$$

▷ **Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0062$$

▷ **Calcul des contraintes suivant les sollicitations :**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g(d - y)}{I} = 15 \frac{354.48(180 - 40.6)}{8217.52} = 90.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p(d - y)}{I} = 15 \frac{438.48(180 - 40.6)}{8217.52} = 111.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_j(d - y)}{I} = 15 \frac{354.48(180 - 40.6)}{8217.52} = 90.20 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f t_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f t_{28}} \right] = 0.297$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f t_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f t_{28}} \right] = 0.245$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f t_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f t_{28}} \right] = 0.297$$

▷ **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f t_{28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) 0.0062} = 6.51$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.60$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 8217,52}{(1 + 6,51 \times 0,297)} = 3081,43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 8217,52}{(1 + 2,6 \times 0,297)} = 5100,59 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_p)} = \frac{1,1 \times 8217,52}{(1 + 6,51 \times 0,245)} = 3483,41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{1,1 \times 8217,52}{(1 + 6,51 \times 0,297)} = 3081,43 \text{ cm}^4$$

▷ **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \frac{3544,8 \times 400^2}{10 \times 32164 \times 3081,43} = 0,572 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{3544,8 \times 400^2}{10 \times 10819 \times 5100,59} = 1,028 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = \frac{4384,8 \times 400^2}{10 \times 32164 \times 3483,41} = 0,626 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^j} = \frac{3544,8 \times 400^2}{10 \times 32164 \times 3081,43} = 0,572 \text{ cm}$$

▷ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,51 \text{ cm}$$

▷ **La flèche admissible :**

pour $L = 400 \text{ cm} < 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \Delta f_{max} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{400}{1000} = 0,9 \text{ cm}$
 Donc $\Delta f_t = 0,51 \text{ cm} < \Delta f_{max} = 0,9 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

3.2.6.1 Schéma de ferrailage :

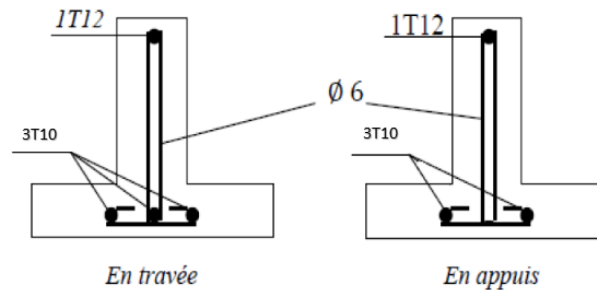


FIG. 3.15: Ferrailage des poutrelles.

3.3 Plancher a Dalle Pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , 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 appuyée sur le contour).

3.3.1 Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

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

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre 2) \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 .
 - Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m .

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes (voir Fig 3.16)

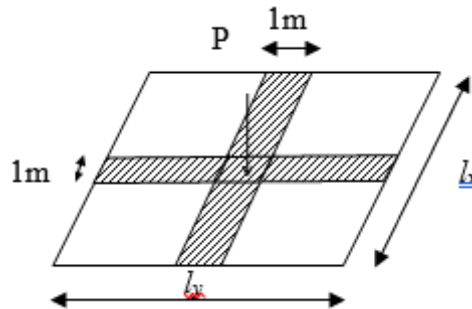


FIG. 3.16: Hypothèse de calcul.

▷ 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 (voir Fig 3.17)

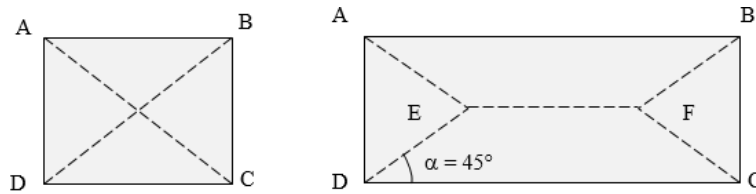


FIG. 3.17: Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

▷ **Conclusion :**

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

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [A.7.2,2 BAEL 91]. $\phi_{max} \geq \frac{h_d}{10}$ Avec : $h_d = 16 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \phi_{max} \geq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi = 10 \text{ mm}$.

▷ **Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91].:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{\phi}{2} \\ c_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} c_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ c_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

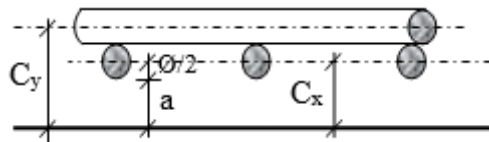


FIG. 3.18: Enrobage des armatures.

▷ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,5 = 14.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2,5 = 13.5 \text{ cm}$$

3.3.2 Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (2) ; on a :

$$\begin{cases} G = 647 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 250 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

▷ **Combinaisons fondamentales :**

1. Etat limite ultime (E L U) :

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 647 + 1,5 \times 250 = 1248,45 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = \bar{q}_u \times 1 = 1248,45 \text{ daN/m}$$

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

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 647 + 250 = 897 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = \bar{q}_s \times 1 = 897 \text{ daN/m}$$

▷ **Calcul des sollicitations :**

1. Etat limite ultime (E L U) :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l^2 & \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l^2 & \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$$

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

▷ **Coefficient de poisson [A.2.7/ BAEL 91 mod99]. :**

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

▷ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y^4}{2(l_y^4 + l_x^4)} \\ T_y = \frac{q \cdot l_y \cdot l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \end{cases}$$

▷ **Mode d'encastrement :**

— Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moments en trave} \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \begin{cases} M_{ax} = -0,5M_{0x} \\ M_{ay} = -0,5M_{0y} \end{cases}$$

— Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moments en trave} \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis intermdiaires} \begin{cases} M_{aix} = -0,5M_{0x} \\ M_{aiy} = -0,5M_{0y} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis de rive} \begin{cases} M_{arx} = -0,3M_{0x} \\ M_{ary} = -0,3M_{0y} \end{cases}$$

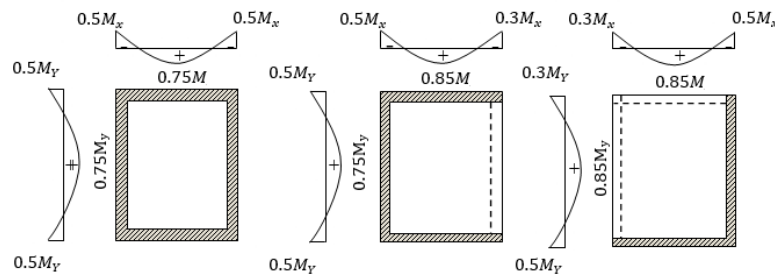


FIG. 3.19: schéma représentatif de différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

3.3.3 calcul des moments fléchissant :

Le panneau porte dans deux sens l_x et l_y .

$$\mu_x = 0,065$$

$$\mu_y = 0,484$$

▷ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l^2 = 0,065 \times 1248,45 \times 4^2 = 1298.39 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = 0,484 \times 1298,39 = 628.42 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

TAB. 3.12: Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91]

calculs	μ_x	μ_y
Sollicitation à l'E.L.U et à E.L.S	$\frac{1}{8(1+2,4\times\alpha^3)}$	$\alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$
Déformations à l'E.L.S	$\frac{1}{8(1+2\times\alpha^3)}$	$\alpha^2(1 + 1,5(1 - \alpha)^2)$

▷ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l^2 = 0,070 \times 897 \times 4^2 = 1018,99 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} = 0,591 \times 1018,99 = 602,40 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour les calculs des ferrillages de la dalle plein, on prendre le cas le plus défavorable.

TAB. 3.13: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Sens Moments	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
combinaison				
Ma (daN.m)	-649,2	-509,5	-314,21	-301,2
Mt (daN.m)	1103,63	866,14	534,16	512,04

3.3.4 Calcul du ferrillage de la dalle pleine :

3.3.4.1 Sens(X-X) :

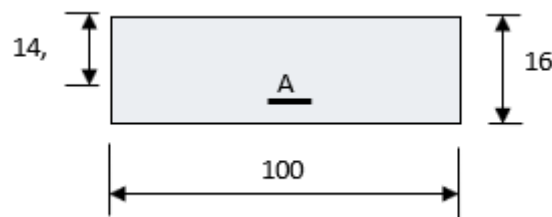


FIG. 3.20: Section de calcul en travée sens x-x.

* **En travée :**

▷ **ELU :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{txu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11036,3}{14,2 \times 100 \times 14,5^2} = 0,037$$

$$\mu = 0,0037 < \mu_L = 0.392(\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

▷ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{txu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11036,3}{0,981 \times 14,5 \times 348} = 2.23 \text{ cm}^2$$

▷ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.23 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T10 $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$

▷ **ELS :**

$$M_{txs} = 866.14 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier } FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{1103,63}{866,14} = 1,27$$

$$\alpha = 0,0502 < \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc : Les armatures calculées à l' ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

* **En appuis :**

▷ **ELU :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{axu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6492}{14,2 \times 100 \times 14,5^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,0021 < \mu_L = 0.392(\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

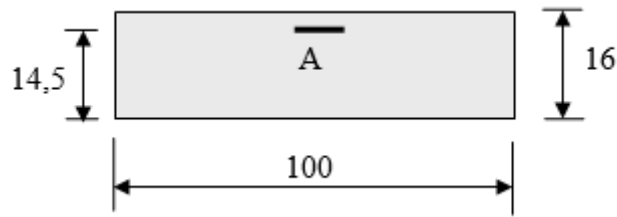


FIG. 3.21: Section de calcul en appui sens x-x.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,026$$

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

▷ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6492}{0,989 \times 14,5 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

▷ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T10 $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$

▷ **ELS :**

$$M_{txs} = 509.9 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{649,2}{509,5} = 1,27$$

$$\alpha = 0,026 < \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc : Les armatures calculées à l' ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

3.3.4.2 Sens (Y-Y) :

* **En travée :** (Fig :3.22)

* **En appui :** (Fig :3.23)

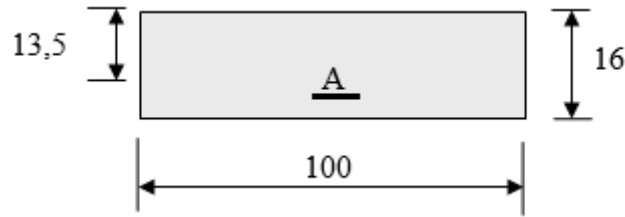


FIG. 3.22: Section de calcul en travée sens y-y

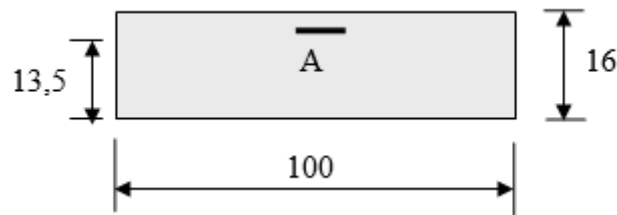


FIG. 3.23: Section de calcul en appui sens y-y

Remarque :

Le calcul dans ce sens est similaire à celui dans le sens xx. Pour ce la , nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes ferrailrages de la dalle pleine dans les deux sens.

TAB. 3.14: Ferrailage de dalle pleine.

sens	sens x-x		sens y-y	
Moment				
Moment	Mt (daN.m)	Ma (daN.m)	Mt (daN.m)	Ma (daN.m)
ELU	1103,63	-649,2	534,16	-314,21
ELS	866,14	-509,5	512,04	-301,2
A calculée (cm ²)	2,23	1,3	1,15	0,67
A_{min}		1,28		
Choix des armatures	A=4T10 (A=3,14cm ²)	A=4T10 (A=3,14cm ²)	A=4T10 (A=3,14cm ²)	A=4T10 (A=3,14cm ²)
		e = 25 cm		

▷ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

L'effort tranchants suivants sur chacun des 4 cotés est uniforme et à pour valeur :

$$\begin{cases} T_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y^4}{2(l_y^4 + l_x^4)} \\ T_y = \frac{q \cdot l_y \cdot l_x^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} \end{cases}$$

$$T_x^u = \frac{1248,45 \times 4 \times 5,45^4}{2(5,45^4 + 4^4)} = 1935.32 \text{ daN/m}_L$$

$$T_y^u = \frac{1248,45 \times 5,45 \times 4^4}{2(4^4 + 5,45^4)} = 765.15 \text{ daN/m}_L$$

$$T_{max}^u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_{max}^u = 1935.32 \text{ daN/m}_L$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d_x} = \frac{19353.2}{1000 \times 145} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad [\text{B.6.7.2/P98/BAEL91R99}]$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{Il ny a pas de reprise de btonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

▷ **Vérification de la flèche :**

Condition de vérification de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

Pour la dalle pleine portant sur quatre cote ($0,4 \geq \rho \geq 1$) ; la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si :

$$\begin{array}{l} - \frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ - \rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array}$$

On fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{400} = 0,04$$

$$\frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} = \frac{866,14}{20 \times 1018,99} = 0,04 \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} = \frac{M_{tx}}{20M_x} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} = \frac{3,14}{100 \times 14,5} = 0,002$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \rho = 0,002 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

→ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.3.5 Dessin de ferrailage :

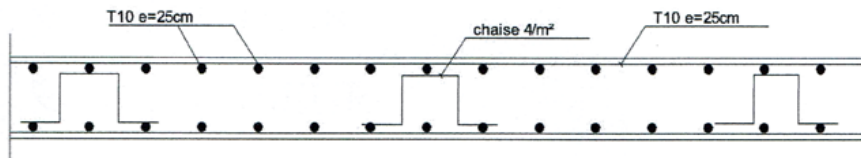


FIG. 3.24: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

Calcul Des Éléments Non structuraux

4.1 Etude de l'acrotère :

4.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la de toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale.
- La sécurité des gens, personne.

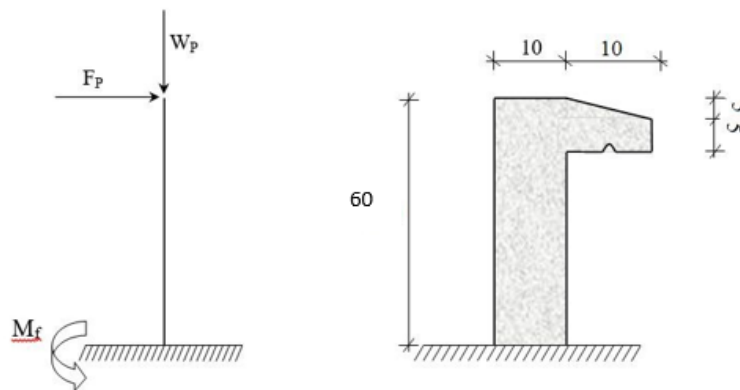


FIG. 4.1: Dimension de l'acrotère.

4.1.2 Calcul du ferrillage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée a sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale f_p donnée par le RPA99 (version 2003) [art-6.2.3].

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

4.1.3 Détermination des sollicitations :

La force horizontale F_p : [RPA99/ (version 2003)-6.23]

$$F_p = 4A.C_p.W_p \quad (4.1)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone ; [RPA99 (version 2003)/tableau 4.1]

$A = 0,15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone II-a)

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires ; [RPA99 (version 2003)/tableau 6.]

$C_p = 0,8$ (Elément en console).

W_p Poids de l'élément considéré. $W_p = S.\gamma_b$

Calcul la surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1 \times \frac{1}{2}) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0,0675 \times 25 \times 1 = 1.69 \text{ KN/m}_1$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,69 \Rightarrow F_p = 0.81 \text{ KN/m}_1$$

Effort normal et moment fléchissant :

* **Etat limite ultime(ELU) :**

$$N_u = 1,35W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 1,69 \Rightarrow N_u = 2.28 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5F_ph \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,81 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0.73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

* **Etat limite de service(ELS) :**

$$N_s = W_p \Rightarrow N_s = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_s = F_ph \Rightarrow M_s = 0,81 \times 0,6 \Rightarrow M_s = 0.49 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

4.1.4 Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

▷ **Position du point d'application de l'effort normal (N) :**

* **Etat limite ultime(ELU) :**

Calcul l'excentricité : $e = e_g + e_a + e_2$

Excentricité de premier ordre : [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5] $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$

Excentricité additionnelle : [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{h}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,73}{2,28} \Rightarrow e_G = 0,32 \text{ m}$$

Elancement géométrique :

— longueur de flambement : $l_f = 2h = 1,2 \text{ m}$

— l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 \Rightarrow$ on doit vérifier que

$$\lambda \leq \max \left[15; \frac{20e_G}{h} \right] \Rightarrow \lambda = 12 < 64 \longrightarrow \text{C.V}$$

Le calcul sera même en flexion composé (F.C) en prenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \times \Phi) \text{ [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]}$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage, ce rapport est généralement pris égal 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre.

$$\alpha = \frac{W_p}{W_p + F_p} = 0,67$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0,67 \times 2) = 0,014 \text{ m}$$

$$e = 0,32 + 0,02 + 0,014 = 0,354 \text{ m} \Rightarrow e = 35,4 \text{ cm}$$

$$e_g = 32 \text{ cm} > \frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

\Rightarrow On a une section partiellement comprimée avec l'effort normal N_u à l'extérieur de la section.

Calcul moment fictif :

$$M_u = N_u \left[e + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] \Rightarrow M_u = 2,28 \left[0,354 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,876 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Vérification de l'existence :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{876}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$\text{En flexion simple : } A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{876}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$\text{En flexion composée : } A_u = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,31 - \frac{2280}{348 \times 100} = 0,244 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

*** Etat limite service (ELS) :**

$$e_G = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,49}{1,69} \Rightarrow e_G = 0,29 \text{ m}$$

$$e_G = 0,29 \text{ m} > \frac{0,1}{2} - 2 = 0,03 \text{ m} \quad \text{La section est donc partiellement comprimée.}$$

→ Calcul en flexion simple avec M_{ser}

Ferraillage (ELS) :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e_G + \frac{h}{2} - C \right)$$

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e_G + \frac{h}{2} - C \right) = 1,69 \left(0,29 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,5408 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

La fissuration est préjudiciable. $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times ft_j}\right)$ $\eta = 1,6$ pour les HA.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{540,8}{100 \times 8^2 \times 201,63} = 0,00042$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,0126$$

$$\cos \varphi = \lambda^{\frac{2}{3}} = 0,9814 \Rightarrow \varphi = 11,06^\circ$$

$$\alpha_l = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos 240 + \frac{\varphi}{3} = 0,108$$

$$K_l = 15 \frac{(1-\alpha_l)}{\alpha_l} = 123,88$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_l} = \frac{201,63}{123,88} = 1,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow A' = 0$$

$$\beta_l = \left(1 - \frac{\alpha_l}{3}\right) = 0,964$$

$$A_{fs}^{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_l \times d \times \sigma_s} = \frac{540,8}{0,964 \times 8 \times 201,63} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$A_{ser} = A_{fs}^{ser} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{1690}{201,63 \times 100} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot ft_{28} \cdot b \cdot d}{f_e} \times \frac{A_{ser} - 0,45d}{A_{ser} - 0,185d} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_{min}) = \max(0,244; 0,27; 0,89) = 0,89 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$\text{On adopte } A = 5T6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$\text{On adopte } A = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

4.1.5 vérification de l'effort tranchant :

$$V_{umax} = 1,5.F_p = 1,5 \times 0,81 = 1,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{d.b} = \frac{1220}{80 \times 1000} = 0,015 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} > \tau_u = 0,015 \text{ MPa}$$

- Pas de reprise de bétonnage.
 - Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Longueur de scellement droit : ([BAEL91] art 1.2.2)

$$l_s = 40\Phi = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

4.1.6 Dessin fr ferrailage :

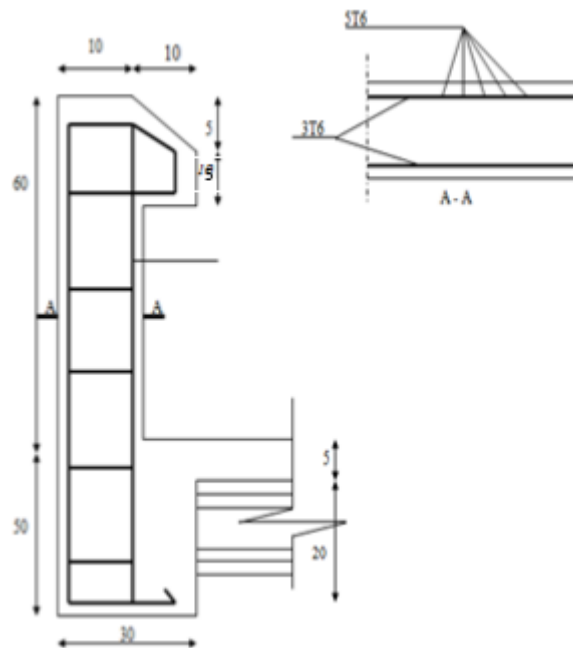


FIG. 4.2: Ferrailage De L 'acrotère.

4.2 Les balcons

4.2.1 Introduction

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente G et une surcharge d'exploitation q .

L'épaisseur du balcon est donné par :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{10} \rightarrow \frac{110}{30} \leq e \leq \frac{110}{10} \rightarrow 3.66 \text{ cm} \leq e \leq 11 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle de balcons est : $e=10 \text{ cm}$

4.2.1.1 Balcon avec contre poids :

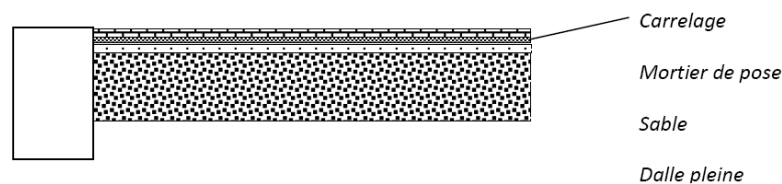


FIG. 4.3: Coupe sur balcon.

4.2.2 Descente de charges :

4.2.2.1 Charges permanentes :

TAB. 4.1: charges permanentes de balcon.

Désignations	G (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage (2cm)	0,44
Mortier de ciment (2 cm)	0,4
Lit de sable (2 cm)	0,36
Dalle pleine en béton armé(10cm)	2,5
Enduit en ciment (2cm)	0,36
TOTAL :(KN/m²)	4,06

4.2.2.2 Surcharges d'exploitation

Balcon pour locaux à usage habitation $\rightarrow Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

4.2.3 Calcul du ferrailage :

4.2.3.1 Etat limite ultime(ELU) :

▷ **Moments fléchissant :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,73 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{10,73 \times 1,1^2}{2}$$

$$M_u = 6.49 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6490}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_L = 0.392 (\text{acier FeE400})$$

Donc : il n y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

▷ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6490}{0,987 \times 13,5 \times 348} = 1.40 \text{ cm}^2$$

▷ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T12 $\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$

4.2.3.2 Etat limite service (ELS) :

▷ **Moments fléchissant :**

$$q_s = G + Q = 10,73 + 3,5 = 14.23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{14,23 \times 1,1^2}{2}$$

$$M_s = 8.59 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu prjudiciable} \\ (\text{Aucune vri fication pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,49}{17,22} = 0,75$$

$$\alpha = 0,0032 < \frac{0,75-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,127 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc : Les armatures calculées à l' ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

4.2.3.3 Armateur de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T10 $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}_1$

4.2.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max} = q.l = 10,73 \times 1,1 \Rightarrow T_{max} = 11,803 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{1180,3}{1000 \times 135} \Rightarrow \tau_u = 0,08 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4.2.3.5 Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : (B.7.5 BAEL 91) $\frac{h}{l} > \frac{1}{20}$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{10}{110} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0,09 > 0,05 \rightarrow \text{C.V}\right)$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d 13,5} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc : La flèche est vérifiée

4.2.3.6 Calcul du contre poids :

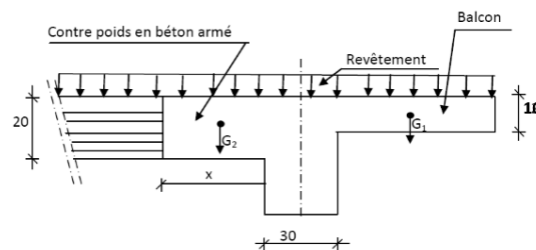


FIG. 4.4: Schéma du balcon avec contre poids.

Poids du balcon ($e_p = 10$ cm)

$$G_1 = 0,1 \times 1,1 \times 1 \times 25 \Rightarrow = 2.75 \text{ KN}$$

Poids de contre balancement ($e_p = 20$ cm)

$$G_2 = 0,2 \times (X) \times 1 \times 25 \Rightarrow = 5X$$

$$60/100 \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,6 \times 2,75 = 5X$$

$$X = 0,33$$

4.2.3.7 Schéma de ferrailage :

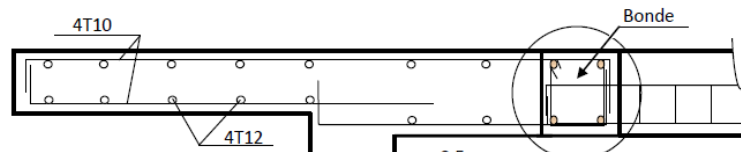


FIG. 4.5: Schéma de ferrailage balcon.

4.3 Les escaliers :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée. L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

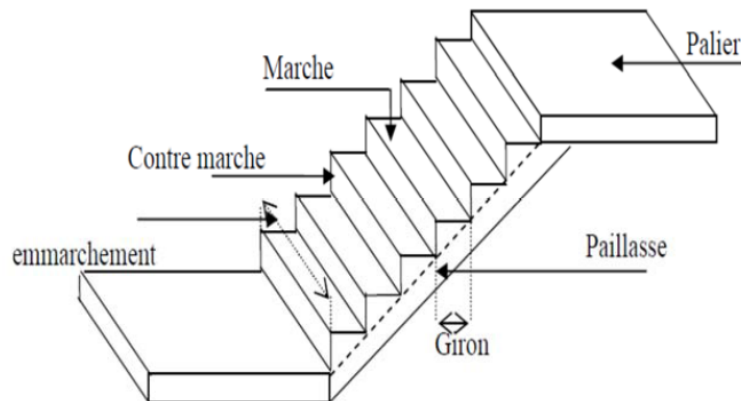


FIG. 4.6: Les Composants Des Escalier.

4.3.1 Pré dimensionnement :

Hauteur est de 3.26 m

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

$$2h + g = 64 \quad (4.2)$$

$$n.h = H \quad (4.3)$$

$$(n - 1).g = 1 \quad (4.4)$$

Avec : $(n - 1)$: Nombre de marches.

n : Nombre de contre marches.

g : Largeur de la marche (giron).

H : hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.

L : Portée en plan de la volée.

h : hauteur de la marche.

On remplaçant 4.3 et 4.4 dans 4.2, nous obtenons :

$$2 \cdot \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

Avec : $H = 163$ cm

$L = 250$ cm

D'où l'équation :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$n_1 = 0,54 \quad n_2 = 9$$

On prend :

$n = 9$ contre marches.

$n - 1 = 8$ marches.

Alors :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{250}{8} \Rightarrow g = 32 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{163}{9} \Rightarrow h = 18 \text{ cm}$$

La largeur de la ligne de volée : $L = g(n - 1) = 250 \text{ cm} \Rightarrow L = 250 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paille :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{163}{250} = 0,652 = 33^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L' = \frac{163}{\sin \alpha} \Rightarrow L' = 298.44 \text{ cm}$$

La détermination de L'épaisseur de la paille se détermine par les conditions de résistance $L = 2.98$ m

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9,95 \leq e \leq 14,92$$

On prend : $e = 12$ cm

4.3.2 Descente de charges :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

TAB. 4.2: Poids De Volée.

Désignations	Ep (m)	Densité KN /m3	Poids KN/m2
Revetment en carrelage horizontal	0,02	20	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Revêtement en carrelage vertical	0,02	20	0,4
Poids propre de la paillasse	0,12	25	3
Poids propre des marches	0,32/2	22	3,52
Garde -corps	/	/	0,1
Enduit en ciment	0,015	18	0,27
TOTAL :(KN/m2)			8,45

TAB. 4.3: Poids De Palier.

Désignations	Ep (m)	Densité KN /m3	Poids KN/m2
Poids propre du palier	0,12	20	2,4
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Enduit en ciment	0,015	18	0,27
TOTAL :(KN/m2)			3,83

4.3.3 Calcul des sollicitations :

Pour une bande de 1m on a :

Paillasse :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 8,45 + 1,5 \times 2,5 = 15.16 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 8,45 + 2,5 = 10.95 \text{ KN/m}$$

Palier :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 3,83 + 1,5 \times 2,5 = 8.92 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 3,83 + 2,5 = 6.33 \text{ KN/m}$$

$$Q_{moyELU} = \frac{0,9 \times 8,92 + 2,98 \times 15,16 + 0,9 \times 8,92}{4,78} = 12.52 \text{ KN/m}$$

$$Q_{moyELS} = \frac{0,9 \times 6,33 + 2,98 \times 10,95 + 0,9 \times 6,33}{4,78} = 9.21 \text{ KN/m}$$

4.3.4 Calcul de ferrailage :

4.3.4.1 ELU :

Schéma statique :

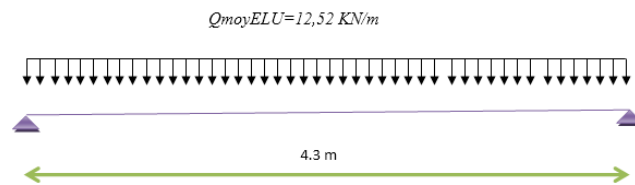


FIG. 4.7: Schéma statique a ELU.

Moment Fléchissant :

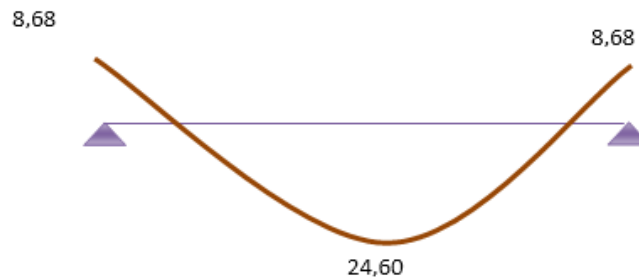


FIG. 4.8: Diagramme De Moment En ELU.

Effort Tranchant :

En travée :

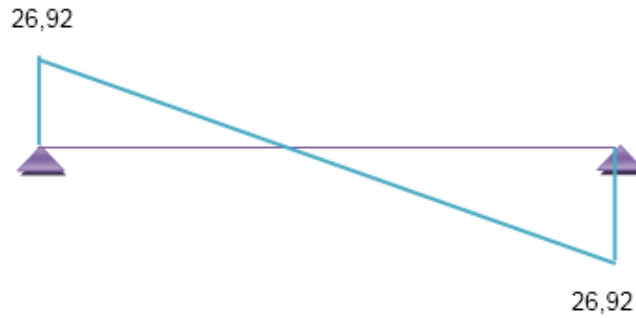


FIG. 4.9: Diagramme D'effort Tranchant En ELU.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24600}{14,2 \times 100 \times 10^2} = 0,173$$

$$\mu = 0,173 < \mu_L = 0,392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,239$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,904$$

▷ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24600}{0,904 \times 10 \times 348} = 7,82 \text{ cm}^2$$

▷ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 7,82 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 7T12 $\rightarrow A = 7,92 \text{ cm}^2$

▷ L'espacement :

$$e = \geq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(36; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

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

▷ Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$e \geq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(48; 45) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

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

En appui :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8680}{14,2 \times 100 \times 10^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 < \mu_L = 0,392(\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

▷ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8680}{0,968 \times 10 \times 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

▷ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{adaptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : $4T12 \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$

▷ **L'espacement :**

$$e \geq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(36; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

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

▷ **Armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$e \geq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(48; 45) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

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

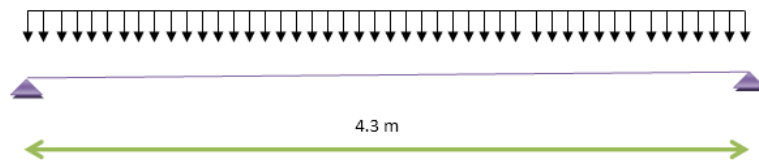


FIG. 4.10: Schéma statique a ELS.

4.3.4.2 ELS :

Schéma statique :

Moment Fléchissant :

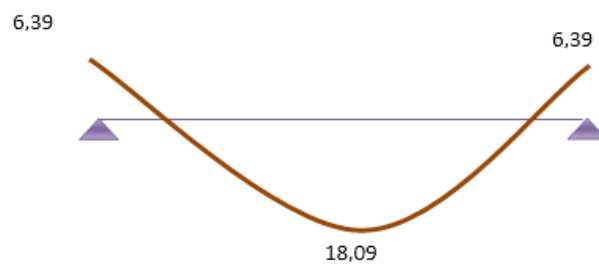


FIG. 4.11: Diagramme De Moment En ELS.

Effort Tranchant :

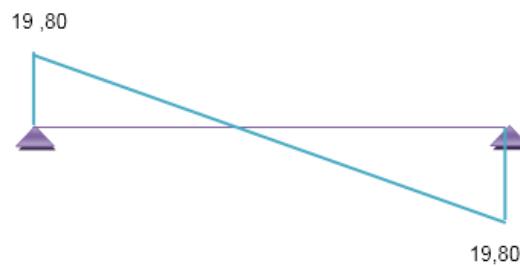


FIG. 4.12: Diagramme D'effort Tranchant En ELS.

$$\left. \begin{array}{l} \textit{Flexion simple} \\ \textit{Fissuration peu prjudiciable} \\ \textit{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,36 \longrightarrow \alpha = 0,230 < 0,430 \rightarrow \text{CV}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,36 \longrightarrow \alpha = 0,079 < 0,430 \rightarrow \text{CV}$$

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

4.3.4.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{b \times d} \geq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91r99/art - A.5.1, 1]} \\ \bar{\tau}_u &= 0,05 f_{c28} \text{ Il n'y a pas de reprise de bétonnage [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]} \\ T_u &= 26.92 \text{ KN} \\ \tau_u &= \frac{T_u}{b \times d} = 0.27 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u &= 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \\ \tau_u &= 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV} \end{aligned}$$

4.3.5 Calcul de la poutre palière :

4.3.5.1 Dimensionnement :

Selon le CBA93, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \geq h_t \geq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \geq h_t \geq \frac{400}{10} \Rightarrow \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{aligned} b &\geq 20 \text{ cm} \implies 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ h &\geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ \frac{h}{b} &\leq 4 \longrightarrow 1 \leq 4 \rightarrow \text{CV} \end{aligned}$$

4.3.5.2 Évaluation des charges :

Charges permanentes :

- Poids propre : $25 \times 0,35 \times 0,3 = 2.63 \text{ KN/ml}$
- Charge du palier de repos : $3,83 \times 2 = 7.66 \text{ KN/ml}$
- Charge de la paillasse : $8,45 \times 4 = 33.8 \text{ KN/ml}$

$$G = 44.09 \text{ KN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

Combinaisons des charges :

— ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 63.27 \text{ KN/ml}$

— ELS : $q_s = G + Q = 46.59 \text{ KN/ml}$

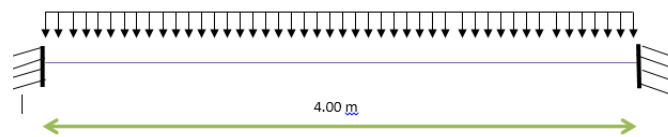
4.3.6 Calcul de ferrailage :**4.3.6.1 ELU :****Schéma statique :**

FIG. 4.13: Schéma statique .

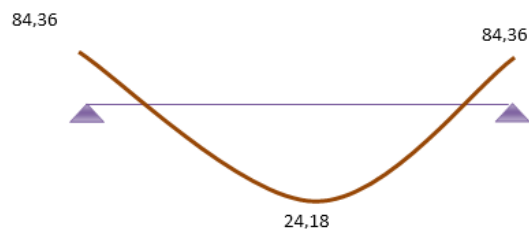
Moment Fléchissant :

FIG. 4.14: Diagramme De Moment En ELU.

Effort Tranchant :

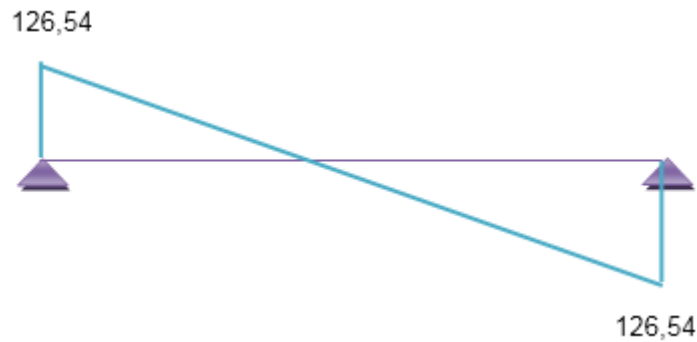


FIG. 4.15: Diagramme D'effort Tranchant En ELU.

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24180}{14,2 \times 30 \times 31^2} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_L = 0,392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,970$$

▷ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24180}{0,904 \times 10 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2$$

▷ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31 \times \frac{2,1}{400} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage minimum du RPA : } A_{min} = 0,5 \times b \times h = 0,5 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 6T12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

4.3.6.2 ELS :

Moment Fléchissant :

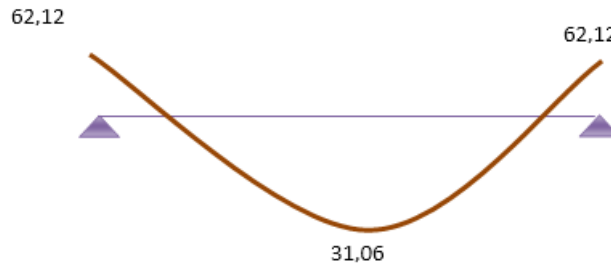


FIG. 4.16: Diagramme De Moment En ELS.

Effort Tranchant :

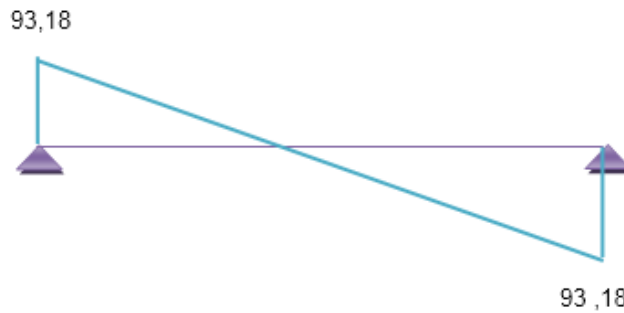


FIG. 4.17: Diagramme D'effort Tranchant En ELS.

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ (\text{Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24,18}{31,06} = 0,78$$

$$\alpha = 0,076 < \frac{0,75-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,14 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc : Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

4.3.6.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = 126,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

Etude sismique :

5.1 Introduction :

Dans tous les chapitres précédents nous avons considéré que la structure est soumise à des sollicitations statiques. Les charges verticales étaient supposées s'exercer d'une manière permanente et le facteur temps n'a jamais intervenu dans les calculs. Ce chapitre est lui entièrement tourné vers les risques sismiques que pourrait subir notre structure. Ceci car elle est située sur une zone de sismicité moyenne. L'action du séisme est l'un des problèmes majeur que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.

5.2 Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zonesismique IIa groupe d'usage 02. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 2016).

5.2.1 Méthode statique équivalente :

Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

5.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.3 Vérification des conditions d'application

La structure une forme de L, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure (5.1) :

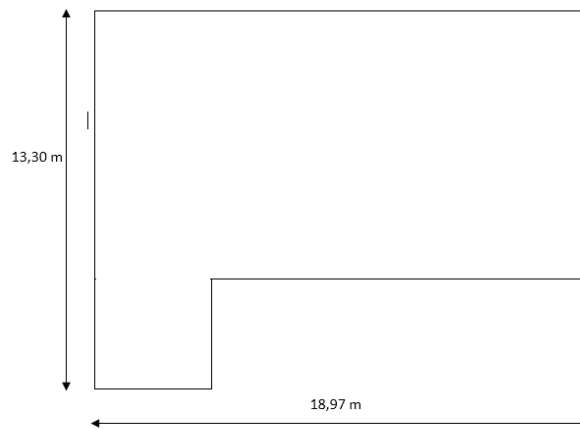


FIG. 5.1: dimension en plan.

5.3.1 Régularité en élévation et en plan :

Limite des décrochements en plan :

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{13,30}{18,97} = 0,70 \leq 4$$

$$\text{Sens X-X} : \frac{l_x}{L_X} = \frac{15,22}{18,97} = 0,80 < 1,25 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{Sens Y-Y} : \frac{l_y}{L_Y} = \frac{3,4}{13,3} = 0,26 < 1,25 \rightarrow \text{CNV}$$

Le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel ETABS 2016)

5.4 Méthode dynamique :

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.

5.4.1 Modélisation

:

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

5.4.2 Présentation du logiciel

:

Le programme (ETABS 2016) est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

La méthode de calcul est basée sur les principes suivants :

Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers

Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte

5.4.3 Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail notre structure est un modèle tridimensionnel.
- Choix de l'unité du travail ; KN et m.
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface de l'ETABS 2016 (fig.5.2).
Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Frame sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections (Shell).
- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre I).
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.

- Détermination des conditions aux limites.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

Charge permanente G : la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

Charges d'exploitation Q : les charges d'exploitations distribuées par les poutres.

Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens (X, Y)

- Détermination des combinaisons de charges :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$0,8G \pm Q$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q + 1,2E$$

- Lancement de l'analyse.
- Interprétation des résultats.

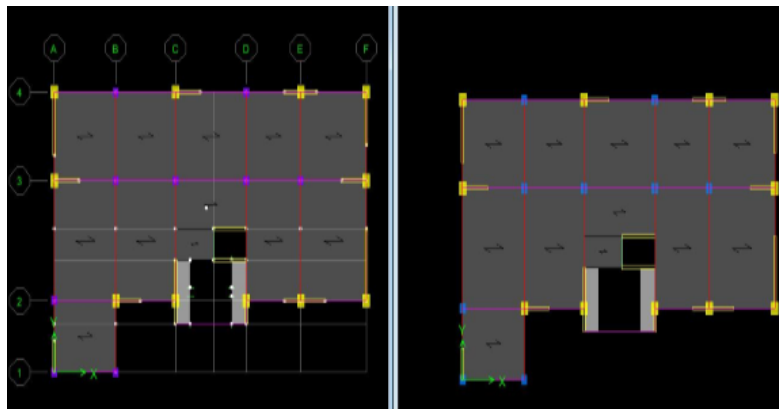


FIG. 5.2: Vue en plan de la structure.

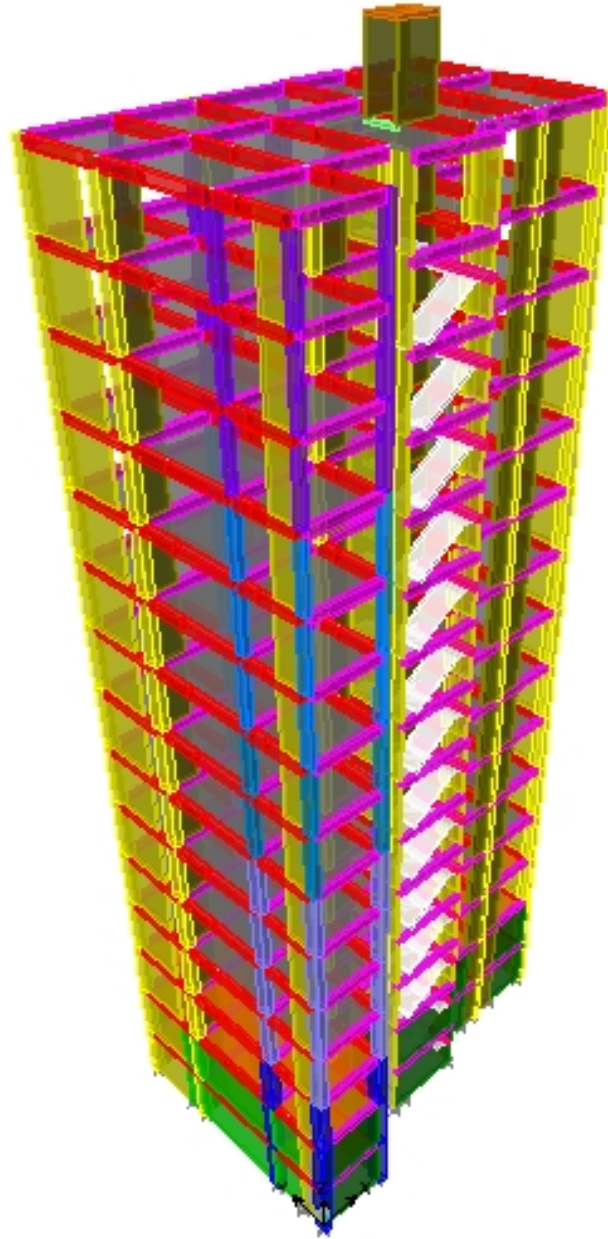


FIG. 5.3: l'interface de l'ETABS 2016..

5.5 Calcul des paramètres du spectre de réponse :

Coefficient d'accélération de zone : A Il est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donné par le tableau 4.1 inclut dans le règlement parasis-

mique algérien. $A = 0,15$ (Zone IIa – groupe d’usage 2).

Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité donnée par l’expression $Q = 1 + \sum_{i=1}^n (Pq)$ (tab :5.1) de RPA99)

Pq : Pénalité retenir selon le critère de qualité q

TAB. 5.1: valeur des pénalités.

Critère q	Pqx	Pqy
Condition minimale sur les files de Contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0,05	0
Régularité en élévation	0	0
Control de la qualité de matériau	0,05	0,05
Control de la qualité d’exécution	0,1	0,1
	0,25	0,25

$$Qx = 1,25$$

$$Qy = 1,25$$

Pourcentage d’amortissement critique : ξ :

Il est donné par le tableau 4.2 inclut dans le règlement parasismique algérien $\rightarrow \xi = 7\%$

facteur de correction d’amortissement : η : est donné par la formule suivante : $\eta =$

$$\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,88 > 0,7$$

Période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

T : la valeur de la période fondamentale de la structure.

T : la valeur de la période fondamentale de la structure $\rightarrow h_n = 47.24$ m

CT : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage (CT=0,05 contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé). [RPA99/Tableau 4.6]

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$Dx = 18.97 \text{ m}$$

$$Dy = 13.30 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} C_t h_N^{3/4} = 0,90 \\ 0,09 h_N / \sqrt{Dx} = 0,98 \\ 0,09 h_N / \sqrt{Dy} = 1,16 \end{cases}$$

Le facteur D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta \dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau 4-7

(R.P.A. 99) ($T_2=0,5\text{s}$: S3)

$$Dx = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,97}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,40$$

$$Dy = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{1,14}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,26$$

Calcul de poids total de la structure W :

$$W = 28\,136.1 \text{ KN} \rightarrow \text{Depuis ETABS.}$$

Calcul de Vt :

$$V_{stx} = \frac{A \cdot Dx \cdot Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,4 \times 1,25 \times 28\,136,1}{5} = 1477.1 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{A \cdot Dy \cdot Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,26 \times 1,25 \times 28\,136,1}{5} = 1329.4 \text{ KN}$$

V Dynamique :

EX :

$$V_{dynx} = 2187.3 \text{ KN} > 0,8V_{stx} = 1181.68 \text{ KN}$$

EY :

$$V_{dyny} = 2187.6 \text{ KN} > 0,8V_{sty} = 1063.52$$

5.6 Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes de la structure proposée sont résumés dans le tableau (5.4 :

TAB. 5.2: Valeur "V" Dynamique Ex.

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
EX	1	U1	0,15	-2,04	0
EX	2	U1	18,31	1,44	0
EX	3	U1	0,09	0,68	0
EX	4	U1	0,43	-3,33	0
EX	5	U1	20,38	2,54	0
EX	6	U1	0,09	1,18	0
EX	7	U1	2,69	-5,79	0
EX	8	U1	24,34	4,91	0
EX	9	U1	0,03	0,65	0
EX	10	U1	0,01	-0,14	0
EX	All	All	218,73	17,07	0

TAB. 5.3: Valeur "V" Dynamique Ey.

EY	1	U2	-41,66	8,96	0
EY	2	U2	33,74	173,8	0
EY	3	U2	11,09	20,82	0
EY	4	U2	-1,91	0,06	0
EY	5	U2	-1,42	77,9	0
EY	6	U2	-0,29	0,92	0
EY	7	U2	2,6	5,54	0
EY	8	U2	-0,11	0	0
EY	9	U2	-1,47	35,52	0
EY	10	U2	2,45	0,3	0
EY	All	All	17,62	218,76	0

TAB. 5.4: Périodes et facteurs de participation modaux.

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	1,191	58,191	2,689	0,444	58,191	2,689
2	1,159	1,9367	51,38	4,798	60,128	54,07
3	0,82	1,3851	4,884	52,8	61,513	58,95
4	0,377	10,453	0,01	0,23	71,965	58,96
5	0,327	0,0044	13,09	0,934	71,97	72,06
6	0,264	0,0158	0,154	0,727	71,986	72,21
7	0,244	0,2044	0,932	10,92	72,19	73,14
8	0,197	4,4511	1E-04	0,126	76,641	73,14
9	0,154	0,0102	5,971	0,267	76,651	79,11
10	0,122	3,1638	0,049	0,164	79,815	79,16
11	0,12	0,0542	0,411	5,316	79,869	79,57
12	0,094	0,0229	4,505	0,193	79,892	84,08
13	0,083	2,8415	0,018	0,007	82,734	84,1
14	0,073	0,0135	0,805	3,893	82,747	84,9
15	0,064	0,0645	3,893	0,379	82,812	88,79
16	0,06	3,0416	0,047	0,016	85,853	88,84
17	0,051	0,0134	2,271	2,324	85,867	91,11
18	0,048	0,396	1,83	1,748	86,263	92,94
19	0,046	3,5657	0,145	0,193	89,828	93,09
20	0,039	0,0039	2,27	0,649	89,832	95,36
21	0,038	0,0019	0,213	0,015	89,834	95,57
22	0,037	3,7324	0,048	0,634	93,567	95,62
23	0,036	0,7034	0,296	3,586	94,27	95,91
24	0,031	0,031	1,482	0,043	94,301	97,39
25	0,031	2,6404	0,02	0,069	96,942	97,41

Remarque :

- Le 1^{er} mode représente une translation suivant X.
- Le 2^{ème} mode représente une translation suivant Y.
- Le 3^{ème} mode représente une torsion.
- Les x premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA99/version 2003).

5.7 Caractéristique géométrique et massique de la structure :

5.7.1 Détermination des masses et centre de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$XG = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad \text{et} \quad YG = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i,

XG.YG : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repéré global.

(XCR, YCR) : coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion).

E_x : excentricité théorique suivant x E_y : excentricité théorique suivant y.

Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est donné par :

$$\sigma_k = R \times \sigma_{ck}$$

σ_{ck} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égale a :

$$\Delta_k = \sigma_k - \sigma_{k-1}$$

5.8 Justification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du second ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$$

P_k : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k : $V_k = \sum F_i$

Δ_k : déplacement relatif d'un niveau K par rapport à un niveau K - 1.

H_k : hauteur de l'étage k.

TAB. 5.5: Caractéristiques massiques et géométriques.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	Height	Elevation
STORY15	D15	200,6	200,6	3,26	52,16
STORY14	D14	209,563	209,563	3,26	48,9
STORY13	D13	211,861	211,861	3,26	45,64
STORY12	D12	212,867	212,867	3,26	42,38
STORY11	D11	214,114	214,114	3,26	39,12
STORY10	D10	214,114	214,114	3,26	35,86
STORY9	D9	217,006	217,006	3,26	32,6
STORY8	D8	220,33	220,33	3,26	29,34
STORY7	D7	225,059	225,059	3,26	26,08
STORY6	D6	230,461	230,461	3,26	22,82
STORY5	D5	230,461	230,461	3,26	19,56
STORY4	D4	230,461	230,461	3,26	16,3
STORY3	D3	259,991	259,991	3,26	13,04
STORY2	D2	295,276	295,276	3,26	9,78
STORY1	D1	324,329	324,329	3,26	6,52
somme		3496,493	3496,493		

Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,2$, les effets P_{Δ} peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k < 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

5.8.1 Vérification de l'effet $P - \Delta$ Sens X :

Voir Tab :5.6

5.8.2 Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens Y :

Voir Tab :5.7

Conclusion : $\theta \leq 0,1$ Donc l'effet $P - \theta$ est négligeable dans les deux directions.

TAB. 5.6: Vérification de l'effet $P - \Delta$ Sens X.

STORY	Pk (T)	Dk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	vérif
STORY16	200,6	0,2929	27,45	326	0,006566
STORY15	209,563	0,2246	23,49	326	0,006146
STORY14	211,861	0,2686	19,94	326	0,008754
STORY13	212,867	0,3054	17,34	326	0,0115
STORY12	214,114	0,3478	15,23	326	0,014999
STORY11	214,114	0,3858	13,87	326	0,018269
STORY10	217,006	0,4138	12,8	326	0,02152
STORY9	220,33	0,4298	11,94	326	0,024329
STORY8	225,059	0,4394	10,83	326	0,02801
STORY7	230,461	0,4382	9,17	326	0,033782
STORY6	230,461	0,4307	7,29	326	0,041766
STORY5	230,461	0,4001	5,96	326	0,047457
STORY4	259,991	0,3231	5,88	326	0,043823
STORY3	295,276	0,1696	5,54	326	0,027729
STORY2	324,329	0,0227	53,6	326	0,000421
STORY1	335	0,0107	45,3	326	0,000243
			Maximum		0,047457

5.9 Vérification des déplacements latéraux étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 concerne les déplacements latéraux inter étage. En effet, selon l'article 5.10 du RPA 99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : (Voir Yab :5.8)

$$\Delta_x^k \leq \Delta' \text{ et } \Delta_y^k \leq \Delta'$$

Avec : $\Delta' = 0,1h_e$ ou h_e : représente la hauteur de l'étage

On a : $\Delta_k < 1\%h_k$ pour tous les niveaux et pour les deux sens.

Donc la justification vis-à-vis des déformations est vérifiée.

5.10 Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

TAB. 5.7: Vérification de l'effet $P - \Delta$ sens Y.

STORY	Pk (T)	Dk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	vérif
STORY16	200,6	0,2462	27,45	326	0,005519
STORY15	209,563	0,3738	23,49	326	0,0102295
STORY14	211,861	0,3738	19,94	326	0,0121828
STORY13	212,867	0,3911	17,34	326	0,0147275
STORY12	214,114	0,4056	15,23	326	0,0174914
STORY11	214,114	0,4177	13,87	326	0,0197795
STORY10	217,006	0,4215	12,8	326	0,0219201
STORY9	220,33	0,4155	11,94	326	0,0235192
STORY8	225,059	0,4039	10,83	326	0,0257469
STORY7	230,461	0,3812	9,17	326	0,0293876
STORY6	230,461	0,3553	7,29	326	0,0344546
STORY5	230,461	0,3132	5,96	326	0,0371497
STORY4	259,991	0,2465	5,88	326	0,0334334
STORY3	295,276	0,1459	5,54	326	0,0238537
STORY2	324,329	0,0418	53,6	326	0,0007759
STORY1	335	0,0194	45,3	326	0,0004401
				Maximum	0,0371497

M_r : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

M_s : moment stabilisant .

$$M_s = W \times L/2 =$$

W : poids propre du bâtiment

$$\text{Sens X-X : } M_s = 28136,1 \times \frac{19,38}{2} = 272\,638,8 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 34\,964,93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 7,8 > 1,5 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_s = 28136,1 \times \frac{13,3}{2} = 187\,104,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 34\,964,93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 5,4 > 1,5 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée.

TAB. 5.8: Vérification des déplacements latéraux étage.

STORY	D max X (cm)	D max Y (cm)	Hauteur/ 100 / R (cm)	Vérification	Vérification
STORY16	0,2929	0,2462	0,931429	CV	CV
STORY15	0,2246	0,3738	0,931429	CV	CV
STORY14	0,2686	0,3738	0,931429	CV	CV
STORY13	0,3054	0,3911	0,931429	CV	CV
STORY12	0,3478	0,4056	0,931429	CV	CV
STORY11	0,3858	0,4177	0,931429	CV	CV
STORY10	0,4138	0,4215	0,931429	CV	CV
STORY9	0,4298	0,4155	0,931429	CV	CV
STORY8	0,4394	0,4039	0,931429	CV	CV
STORY7	0,4382	0,3812	0,931429	CV	CV
STORY6	0,4307	0,3553	0,931429	CV	CV
STORY5	0,4001	0,3132	0,931429	CV	CV
STORY4	0,3231	0,2465	0,931429	CV	CV
STORY3	0,1696	0,1459	0,931429	CV	CV
STORY2	0,0227	0,0418	0,931429	CV	CV
STORY1	0,0107	0,0194	0,931429	CV	CV

Calcul des éléments de résistances

6.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

Combinaisons d'actions :

- G : charges permanentes.
- Q : charge d'exploitations.
- E : efforts sismiques.

Combinaison prise en compte :

- BAEL 91: combinaisons fondamentales ou bien durable et transitoires ;

$$1,35G + 1,5Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

- RPA99(version 2003) : combinaisons accidentelles ;

$$0,8 \times G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

$$Poteaux \rightarrow \begin{cases} 0,8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$Poutres \rightarrow \begin{cases} 0,8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Remarque :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS.

6.2 Étude des poutres :

6.2.1 Définition :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts.

6.2.2 Les armatures longitudinales :

Recommandation du RPA99(2003) :

- Armatures maximales : $4\% \times 4$ en zone courante.
- La longueur de recouvrement : $6\% \times b$ en zone de recouvrement.

Avec :

B : section de la poutre.

6.2.3 Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

- b : largeur de la section.
- S : l'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min(h/4; 12 \times O).$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = h/2.$$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \text{ pour les armatures tendues.}$$

6.2.4 Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donnée par logiciel "ETABS 2016", on obtient les résultats dans le tableau (6.1) :

TAB. 6.1: Récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et efforts tranchants.

	ELU		ELS		Situation accidentelle		Efforts tranchants
	MT (KN.m)	Ma (KN.m)	MT (KN.m)	Ma (KN.m)	MT (KN.m)	Ma (KN.m)	
Poutre principale (45*30)	75,7	128,3	55,3	93,3	55,3	93,3	118,4
Poutre secondaire (40*25)	89,7	136,9	65,2	99,5	105,8	171,5	111,5

6.2.5 Exemple de calcul :

Poutre principale (45*30)

Calcul des armatures longitudinales :

6.2.5.1 En travée :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_t^u = 75.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

▷ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{75700}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_L = 0.392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,144$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,943$$

▷ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{75700}{0,943 \times 40,5 \times 348} = 5.70 \text{ cm}^2$$

État limite de service (ELS) :

$$M_t^s = 55.30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acier } FeE400 \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,37 \rightarrow \alpha = 0,144 < 0,435 \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.LU seront maintenues (aucune vérification pour σ_s)

Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 55.3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

▷Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{55300}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < \mu_L = 0.392(\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,103$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,959$$

▷ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^{acc}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55300}{0,959 \times 40,5 \times 348} = 4.09 \text{ cm}^2$$

6.2.5.2 En appuis :

$$M_a^u = 128.3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

▷Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{128300}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0,184$$

$$\mu = 0,184 < \mu_L = 0.392(\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,255$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,897$$

▷ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{128300}{0,897 \times 40,5 \times 348} = 10.14 \text{ cm}^2$$

État limite de service (ELS) :

$$M_a^s = 93.30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,38 \rightarrow \alpha = 0,255 < 0,44 \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.LU seront maintenues (aucune vérification pour σ_s)

Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = 93.3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

▷ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{93300}{14,2 \times 30 \times 40,5^2} = 0,134$$

$$\mu = 0,134 < \mu_L = 0,392 (\text{acier FeE400})$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,179$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,928$$

▷ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^{acc}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24180}{0,928 \times 40,5 \times 348} = 7,13 \text{ cm}^2$$

Conditions imposées par RPA99 (version 2003) :

- Poutre principale (45*30) : $A_{min} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (40*25) : $A_{min} = 0,005 \times 40 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutre principale (45*30) : $A_{min} = 0,23 \times \frac{1,8}{400} \times 45 \times 30 = 1,39 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (40*25) : $A_{min} = 0,23 \times \frac{1,8}{400} \times 40 \times 25 = 1,04 \text{ cm}^2$

Conclusion :

- $A_{ca}(entrave) = 5.70 \text{ cm}^2$
- $A_{ca}(enappuis) = 10.14 \text{ cm}^2$
- $A_{RPA} = 6.75 \text{ cm}^2$
- $A_{BAEL} = 1.04 \text{ cm}^2$

$$A(\text{trave}) = \max(A_{ca}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A(\text{appuis}) = \max(A_{ca}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 10.14 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 118.4 \text{ KN}$$

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

$$T_u < 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = \text{cm}$$

$$T_u = 118\,400 \text{ N} < 0.267 \times 36.5 \times 30 \times 25 \times 100 = 730912 \text{ N}$$

L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

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

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$$

$$A = 10.14 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} (118400 + \frac{136900}{0.9 \times 40.5}) \times 0.01 = 3.51 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

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

Nous avons : $T_u = 118\,400 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{min})$$

$$\Phi_t \leq \min(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1, 6) = 1.28 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\leftrightarrow 4\phi 8 \leftrightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

L'espacement des armatures transversales : selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{\delta_1 \times b_0} \geq \frac{\tau_u - 0,3ft_j \times K}{0,8 \times fe(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ flexion simple.

$$a = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times 235}{30 \times (\tau_u - 0,3ft_j)} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (0,97 - 0,3 \times 2,1)} = 37,05 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times fe}{0,4 \times b_0} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ MPa}$$

Selon L'RPA99 (version 2003).

— Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = 10 \text{ cm}$$

— Zone courante :

$$\delta_{t4} \leq \frac{45}{2} = 15 \text{ cm}$$

Vérification des armatures transversales :

— Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

— Zone courante : $A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_{max}$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 65 \text{ cm}$$

Remarque :

Étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci avant ; on donne directement les valeurs des armature trouvées et le choix du ferrailage.

TAB. 6.2: Récapitulatif des ferrailages.

Type des poutres		Amin (cm2)		Acal(cm2)	Armatures choisies	Acor(cm2)
		BAEL	RPA			
Poutres principale	Travée	1,39	6,75	5,7	3T14+2T12	6,88
	Appuis	1,39	6,75	10,14	3T16+3T14	10,65
Poutres secondaire	Travée	1,04	5	8,45	6T14	9,24
	Appuis	1,04	5	15,05	6T16+3T14	15,14

6.2.6 Dessin du ferrailage :

6.2.6.1 Poutres principale :

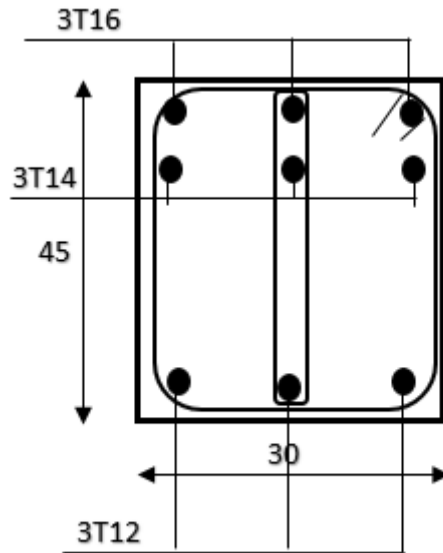


FIG. 6.1: ferrailage Poutres principale (appui).

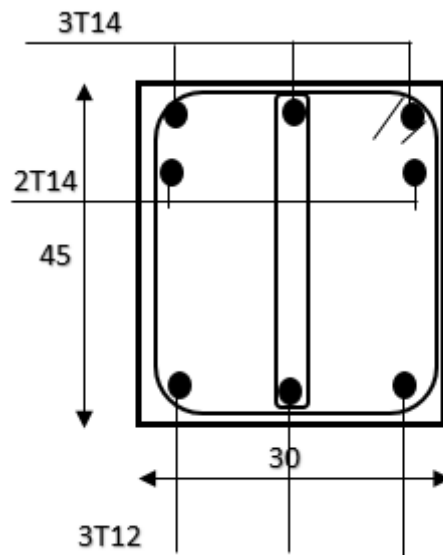


FIG. 6.2: ferrailage Poutres principale (travée).

6.2.6.2 Poutres secondaire :

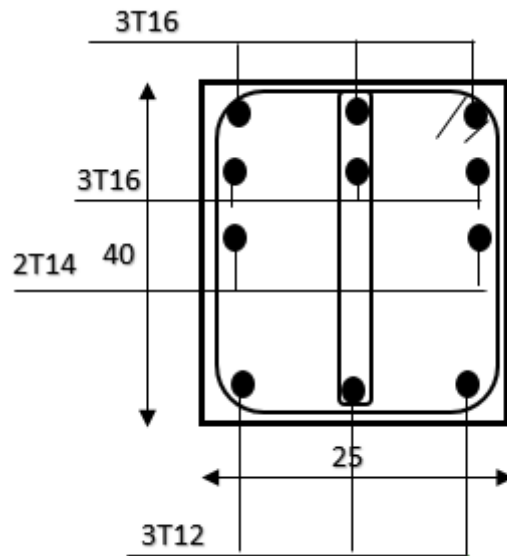


FIG. 6.3: ferrailage Poutres secondaire (appui).

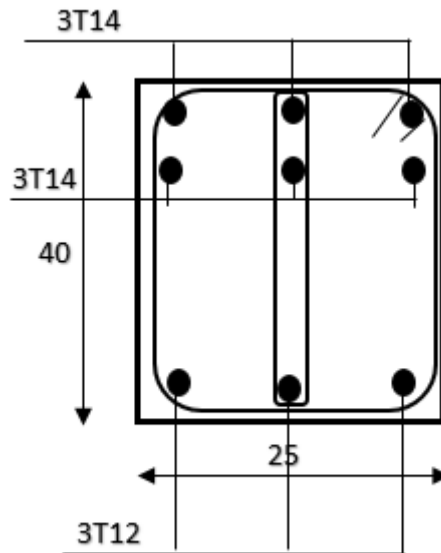


FIG. 6.4: ferrailage Poutres secondaire (travée).

6.3 Étude des poteaux :

6.3.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système plancher – poutre par point d'appuis isolés.

Leur rôle :

- Supporter les charge verticales (effort de compression)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutre pour reprendre les efforts horizontaux
- Effet des efforts sismique
- Effet de dissymétrie les charge
- Effet du vent
- Limiter l'encombrement

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et le moment fléchissant M_{max} selon les cas suivants :

Sens y-y

$$M_{y_{max}} \rightarrow N_{corr} \times M_{y_{max}} \rightarrow N_{corr}$$

$$M_{max} \rightarrow M_{y_{corr}} \times N_{y_{max}} \rightarrow M_{y_{corr}}$$

$$M_{min} \rightarrow M_{y_{corr}} \times N_{y_{min}} \rightarrow M_{y_{corr}}$$

6.3.2 Les armatures longitudinales :

Pour Les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

Condition de L'RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de $:0.8\%b_1/h_1$ en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante
 - 6%en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa
- Le diamètre minimum est de 12mm

- La distance entre les barres verticale dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodal (zone critique).
- La longueur à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2 \times h$$

$$H' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

b et a : section d'un poteau

he : hauteur libre entre deux étage

Condition BAEL91 [B.A.E.L91/A.8.1 ,21] :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

Pour une section entièrement comprimée

- $A_l \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre.
- $0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B$

Avec :

B section totale du poteau.

$$A_{min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times b}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right)$$

6.3.3 Les armatures transversales :

Condition RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{P_a \times T_u}{a \times F_e}$$

Avec :

Tu : effort tranchant

A : hauteur totale de la section brute

Fe : limite élastique des armatures transversal

Pa : coefficient dépend de l'élancement géométrique λ_g

- $P_a = 2,5$ si $\lambda_g > 5\lambda_g = lf/a$
- $P_a = 3,5$ si $\lambda_g < 5$

Espacement entre armatures transversales :

- Zone nodale :

- Zone courante :
Section minimale des armatures transversales
- $\frac{A_t}{\delta_t} E n$ est donné comme suite :
Si :
 - $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,4\%$
 - $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$
 - $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes avec $\lambda_g = (L_f/a \text{ ou } L_f/b)$

Avec :

A et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée. L_f : longueur du flambement.

Condition de BAEL91 : (B.A.E.L91/A.8.1.1) :

- Diamètre des armatures transversales doit être
 $\Phi_t \leq \frac{1}{3} \Phi_{Lmax}$
- L'espacement des armatures transversales a 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 nécessaire à la résistance.

TAB. 6.3: Récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m), efforts normale et efforts tranchants.

Section (cm ²)	30*40	30*45	35*50	40*60	45*70
Nmax(KN)	294,9	628,2	889,2	1631,5	2069
Mcorr (KN.m)	72,85	90,03	97,86	144,52	115,63
Effort tranchant	45,8	57,2	62,6	50,8	26,5

6.3.4 Exemple de calcul :(poteau (40 × 60)cm²)

Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime : (1.35 G+1.5 Q)

Les sollicitations prise en compte son :

$$N^{max} = 1631,5 \text{ KN}$$

$$M^{cor} = 144,52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul :Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{144,52}{1631,5} = 8,83 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 23,83 \text{ cm}$$

Vérification si on a une compression excentrée :

$$\lambda \leq \max(50; 67 \frac{e_0}{h})$$

$$\text{Avec : } 67 \frac{e_0}{h} \leq 100$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3,26 = 228,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda = 13,16 \leq 50 \rightarrow \text{donc compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivante :

$$N_1 = N \times a_1$$

$$M'_1 = N_1 \times (e_0 + e_a)$$

Excentricité additionnelle :

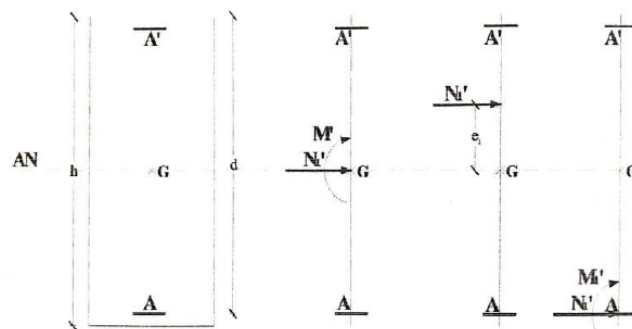
$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = \max(2 \text{ cm}; 1,30 \text{ cm}) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{8,83}{60} = 0,15 < 0,75 \Rightarrow a_1 = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2 \Rightarrow a_1 = 1,03$$

$$N_1 = 1631,5 \times 1,03 = 1680,45 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 1680,45 \times 0,1083 = 181,99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{181,99}{1680,45} = 0,11 \text{ m} = 11 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression } N'_1 \text{ se trouve à l'intérieur de la section.}$$
FIG. 6.5: Position du point d'application de l'effort normal N_1 .

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337.h - 0,81.c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$(1) = 0,337.h - 0,81.c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 3) \times 14,2 \times 40 \times 60 = 606,28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 11 + \left(\frac{60}{2} - 3\right) = 38 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1680,45 \times 0,38 = 638,57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 1680,45(0,54 - 0,03) - 638,57 = 218,46 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

(1) > (2) \Rightarrow section partiellement comprimée. le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M_1 .

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{638570}{14,2 \times 40 \times 54^2} = 0,386$$

$$\mu = 0,386 < \mu_L = 0,392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,652$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,739$$

▷ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{638570}{0,739 \times 54 \times 400} = 40 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{fc} = A - \frac{N_1}{100\sigma_s} = \frac{1680450}{100 \times 348} = -8,28 < 0 \Rightarrow A_{fc} = 0$$

Armatures minimale :

Condition imposé par le RPA99/2003

$$A_{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \times 40 \times 60 = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 10T16 \rightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2$$

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

$$T_{max} = 80,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_{Lmax}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53$$

Donc on prendra $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier *FeE235*

Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\Phi_{Lmax}; 40 \text{ cm}; b + 10) = 24 \text{ cm}$$

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

D'après les règles RPA99/Version 2003 : (zone 2)

— Zone nodale :

$$t \leq \min(10\Phi_{Lmin}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

— Zone courante :

$$t \leq 15\Phi_{Lmin} = 18 \text{ cm}$$

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

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{228,2}{60} = 3,80$$

$$\lambda_g = 3,80 < 5 \Rightarrow A_{min} = 0,3\%.b.t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les noeuds poteaux-poutre :

$$L' = 2h = 160 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{326}{6}; 60; 40; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_{Lmax} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; on remarque le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

TAB. 6.4: Récapitulatif des ferrillages des poteaux.

Sections (cm ²)	Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Choix (cm ²)	Aadopté (cm ²)
(30*40)	9,9	9,6	12T12	13,57
(30*45)	16,22	10,8	4T14+8T12	15,21
(35*50)	19,82	14	8T14+4T16	20,36
(40*60)	32,11	19,2	12T16	24,2
(45*70)	35,68	25,2	8T20+4T16	33,17

6.3.5 Dessin de Ferrillage :

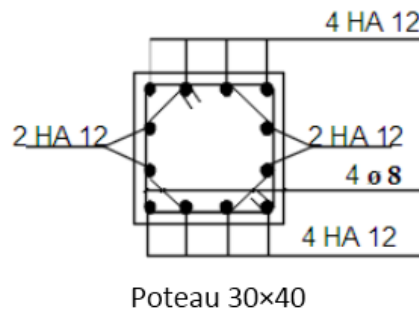


FIG. 6.6: Ferrillage du poteau (30 × 40).

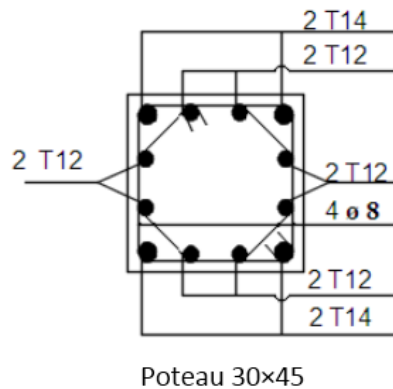


FIG. 6.7: Ferrillage du poteau (30 × 45).

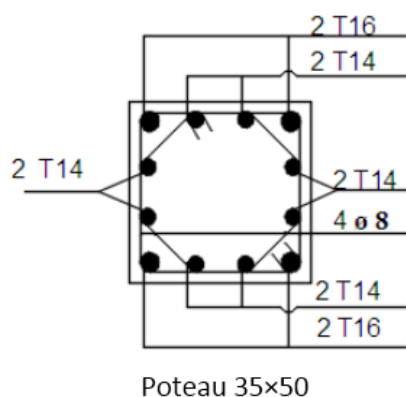


FIG. 6.8: Ferrailage du poteau (35 × 50)

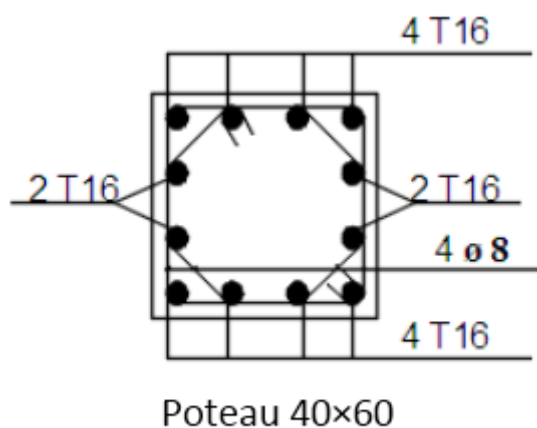


FIG. 6.9: Ferrailage du poteau (40 × 60).

6.4 Ferrailage des voiles :

6.4.1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la

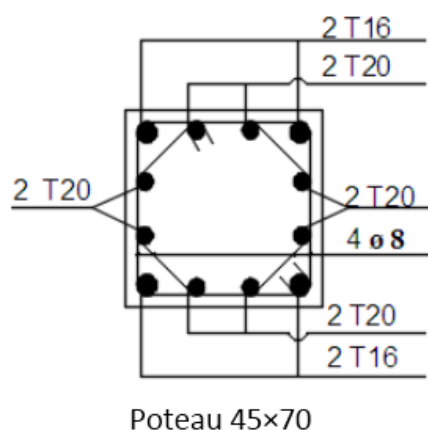


FIG. 6.10: Ferrailage du poteau (45 × 70).

charge sismique.

Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

Des aciers verticaux.

Des aciers horizontaux.

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003 :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

Elles doivent être munies de crochets à (90 degré) ayant une longueur de 10ϕ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5e \quad \text{avec } e : \text{Epaisseur du voile.}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

$$\phi_t = 6 \text{ mm lorsque } \phi_v \leq 20\text{mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm lorsque } \phi_v > 20\text{mm}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

-40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

-20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

6.4.2 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3}\right)$$

Avec l' : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

6.4.3 Exemple application :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L=$) :

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

$$V = \frac{h}{2} = 1.52 \text{ m}$$

$$I = 0.35 \text{ m}^4$$

$$N = 2323.5 \text{ KN}$$

$$M = 181.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = 5.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = -4.32 \text{ Mpa}$$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1.39 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1.64 \text{ m } d \leq \min\left(\frac{3,26}{2}; \frac{2 \times L'}{3}\right) = 0.93 \text{ m}$$

Calcul de σ'_2 :

$$tg\alpha = \sigma_2 / L_t = -3,11$$

$$\begin{aligned}
tg\alpha &= \sigma'_2 / (L_t - 2) \Rightarrow \sigma'_2 = tg\alpha(L_t - d) = -1.43 \text{ Mpa} \\
V' &= d/2 = 93 \text{ m} \\
\Omega' &= 0,2 \times d = 0.140 \text{ m}^2 \\
I' &= (0,2 \times d^3) / 12 = 0.01 \text{ m}^4 \\
N_1 &= (\sigma'_2 + \sigma_2) \times \Omega' / 2 = 402 \text{ Mpa} \\
M_1 &= (\sigma'_2 - \sigma_2) \times I' / 2V' = 31.08 \text{ Mpa} \\
e_0 &= \frac{M_1}{N_1=0,08} < d/6 \quad \text{et N est un effort de traction S.E.T.} \\
\text{soit : } c &= c' = 0.015 \text{ m} \\
e_1 &= d/2 - e_0 - c = 0.37 \text{ m} \\
e_2 &= d/2 - e_0 - c' = 0.53 \text{ m} \\
A_s &= N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 5.91 \text{ cm}^2 \\
A'_s &= N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 4.13 \text{ cm}^2 \\
A_s &= A_s + A'_s = 10.05 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

Armatures minimales exigées par le RPA 99/ version 2003 :

D'après le RPA 99/version 2003 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{Rpa} = 0,2\% \times b \times L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{Rpa} = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa}/ml = 1.28 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times L = 6.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/ml = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times A_s \times (L/2)$$

$$\text{En zone courante : soit } 7T14.A_s = 9.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone d'about : soit } 5T12.A_s = 4.67 \text{ cm}^2$$

Espacement :

En zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) =$$

En zone d'about :

$$S_{sta} = S_t/2 =$$

Ferrailage horizontal :

Vérification des voiles à l'effort tranchant : La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99) version 2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = 1,4 \frac{T_{calcul}}{b_0 \times d}$$

Avec :

T : effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : hauteur utile= 0.9h.

h : hauteur totale de la section brute.

Application numérique :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{calcul}}{b_0 \times d} = 1,4$$

La contrainte limite est :

$$\tau' = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa (L'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).}$$

Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq (\tau - 0,3 \times f_{tj} \times k) / 0,8 \times f_c$$

$K=0$ dans le cas d'une fissuration très préjudiciable; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm} / f_{c28}$ en flexion composée avec N : effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm} / f_{c28}$ en flexion composée avec N : effort de traction. $\sigma_{cm}; \sigma_{tm}$: Étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage; donc on prend $K=0$.

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$0,15\% \text{ de la section du voile considéré si } \tau_b \leq 0,15 f_{c28}$$

$$0,15\% \text{ de la section du voile considéré si } \tau_b > 0,15 f_{c28}$$

Choix des barres :

Les résultats sont résumés dans le tableau 6.11 :

TAB. 6.5: Choix des armatures.

Voile	A_t (cm ²)	Choix	St (cm ²)	A répartition (cm ²)	Choix	St (cm ²)
V	3,93	5 T10 / ml	20	3.93	5 T10 / ml	20

Schéma de ferrailage des voiles :

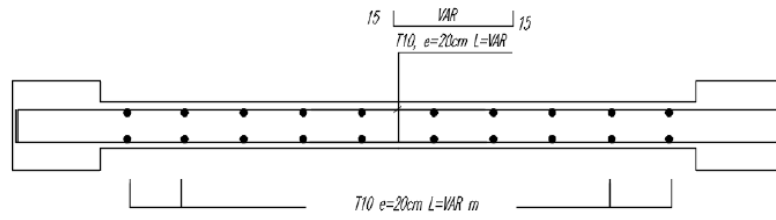


FIG. 6.11: Ferrailage des voiles.

Étude de l'infrastructure

7.1 Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

7.2 Voile périphérique :

Une voile périphérique est prévue entre la fondation et le niveau du plancher RDC. D'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm
- Les armatures sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dimensionnement : On adopte une épaisseur de 20cm

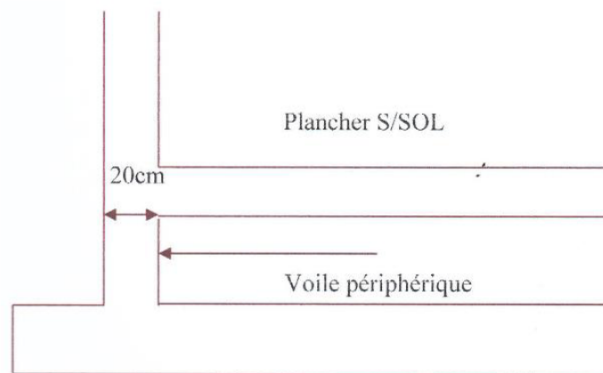


FIG. 7.1: Voile périphérique.

7.2.1 Calcul des armatures :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est pas plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales ont une section $A_L \geq 0.10\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

$A_L \geq 0,10\% \times b \times L = 0.0010 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2/m_l$, on adaptera 5HA8/ml : $St = 20 \text{ cm}$.

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

$$h = 3.26 \text{ m}$$

$$\phi : \text{L'angle du frottement de remblai.} \Rightarrow \phi = 10^\circ$$

$$\gamma_d : \text{Poids spécifique du remblai} \Rightarrow \gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^2$$

$$K_a : \text{Coefficient de poussée (surface horizontale).} \Rightarrow K_a = \text{tg}^2\left[\left(\frac{\pi}{4}\right) - \left(\frac{\pi}{2}\right)\right] = 0,7$$

Calcul de la force de poussée :

$$P = (1/2) \times K_a \times \gamma_d (H)^2$$

$$P_i = (1/2) \times 0,7 \times 1,85(3.26)^2$$

$$P_i = 6.881 \text{ t/ml}$$

Evaluation des sollicitations :

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle $(4,30 \times 5,70) \text{ m}^2$ et pour une bande de 1m de largeur.

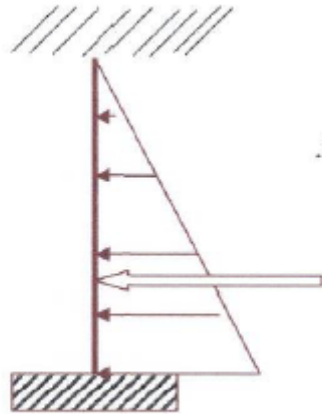


FIG. 7.2: Schéma statique de voile périphérique.

$$L_x = 4.30 \text{ m}$$

$$L_y = 5.70 \text{ m}$$

$$\rho = L_x/L_y = 0,75$$

Alors : la dalle porte dans les deux sens et μ_x, μ_y ont données en fonction de $\rho = L_x/L_y$

Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration préjudiciable (calcul à l'ELU).

Moment isostatique :

$$M_{ox} = \mu_x \times P_u \times L_x^2 = 0,062 \times 68810 \times (4,30)^2 = 78\,882.41 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 41\,728.79 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 59\,161.81 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 31\,296.60 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 39\,441.21 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay} = M_{oy} = 39\,441.21 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Calcul de ferrailage :

E.L.U :

On utilise des barres FeE400, nous prendrons : $c=2$ cm d'où :

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0,392 \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \text{donc : } A = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau récapitulatif :**En travée :**

TAB. 7.1: Tableau récapitulatif en travée.

Moment	M (N.m)	b (cm)	d (cm)	μ	c	β	σ_s	Acal (cm ²)
Mtx (N.m)	59161,81	100	18	0,129	0,173	0,931	348	10,14
Mty (N.m)	31296,6	100	18	0,068	0,088	0,965	348	5,18

En appuis :

TAB. 7.2: Tableau récapitulatif en appuis.

Moment	M (N.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	σ_s	Acal (cm ²)
Mtx (N.m)	39441,21	100	18	0,086	0,113	995	348	6,59
Mty (N.m)	39441,21	100	18	0,086	0,113	995	348	6,59

Vérification :

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.7.4)

$$A_l \geq 0,0008 \times \left(\frac{3 - \frac{t_x}{t_y}}{2}\right) \times b \times h = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_l \leq 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = \max(A_u; A_{min}; A_{cal})$$

Vérification de RPA99 :

$A_{min} = 10\%$ de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A_{min} = 0,1(1m \times 0,2m) = 2 \text{ cm}$$

Ferraillage en travée et en appui :

(Voire tab :7.3 et tab :7.4)

TAB. 7.3: ferraillage en travée.

Sens	b (cm)	d (cm)	Amin (cm ²)	Al (cm ²)	Acal (cm ²)	Atot (cm ²)	Aadob (cm ²)
X	100	18	2,17	1,8	10,14	10,4	7T14=10,78
Y	100	18	2,17	1,8	5,18	5,18	6T12=6,79

TAB. 7.4: ferraillage en appui.

Sens	b (cm)	d (cm)	Amin (cm ²)	Al (cm ²)	Acal (cm ²)	Atot (cm ²)	Aadob (cm ²)
X	100	18	2,17	1,8	6,89	10,14	7T14=10,78
Y	100	18	2,17	1,8	6,59	6,59	6T12=6,79

Espacement des armatures : BAEL91 (art 8.2.4.2) p91 :

$$e \geq \min(2.h; 33\text{cm}) = \min(60; 33)\text{cm}$$

$$e \leq 33\text{cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1 ,21) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (A.5.1, 1) p51$$

$$V_u = P_u \times L/2 = 68810 \times 5,3/2 = 182346,5 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{182346,5}{1000 \times 180} \Rightarrow \tau_u = 1.01 \text{ Mpa}$$

$$\min(0; 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = \min(3, 33; 5) \text{ Mpa}$$

$$\tau'_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ Mpa} < \tau'_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \text{cv}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée; on n'a pas besoins des armatures transversales.

Dessin du ferraillage :

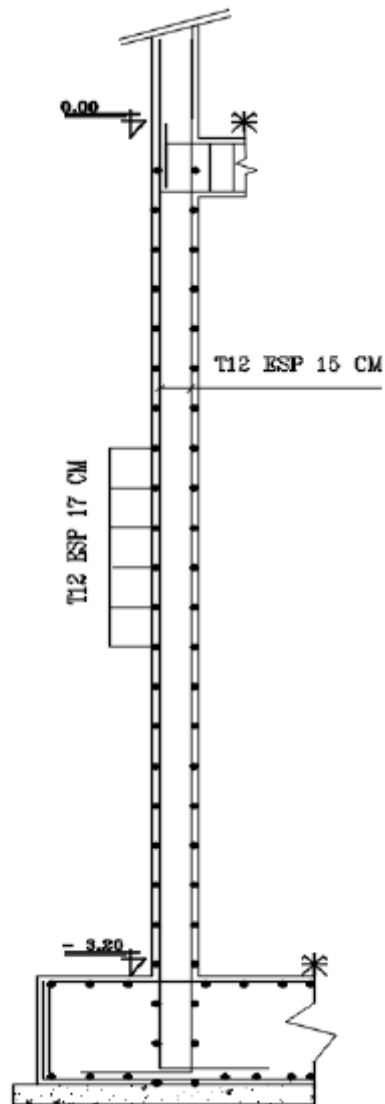


FIG. 7.3: Ferrailage du voile périphérique.

7.3 Etude des fondations :

7.3.1 Introduction sur les fondations :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondation superficielles :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Semelles général.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits
- Semelles sur pieux.

Un premier pré dimensionnement des fondations a donné une surface totale qui avoisine les 90% de l'emprise du bâtiment, d'où nous avons opté alors pour un radier général.

$$(S_{totalsemelles} > 50\%S_{batiment})$$

7.4 Etude du radier :

7.4.1 Généralité

Le radier est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment, il se présente aussi sous la forme d'un plancher renversé, composé d'un système de poutres orthogonales et d'un hourdis (dalle pleine) au contact du sol.

Le radier est sollicité par les réactions du sol, qui s'oppose à son poids propre et au poids de la structure.

Le système de poutre appartenant au radier a pour rôle, la distribution des charges conséquentes de la structure transmise par le billet de voiles (le cas de notre structure) ou de poteaux.

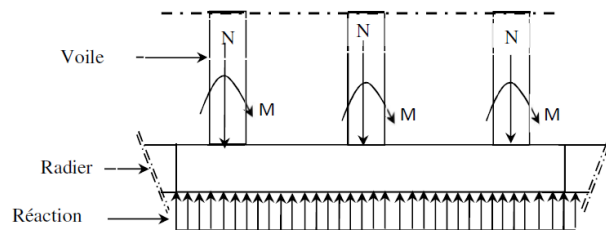


FIG. 7.4: coupe d'un radier

7.4.2 Pré dimensionnement du radier :

Hauteur du radier :

Le pré- dimensionnement du radier consiste à déterminer son hanteur pour, La quelle il résistera aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous - pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement

A note que le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau $L = 5.70 \Rightarrow 71,25 \leq h \leq 114 \Rightarrow h = 0.85 \text{ m}$

Condition de rigidité

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

Avec :

$$L_e : \text{Longueur élastique donnée par } : L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

K : coefficient d'élasticité du sol

Pour un sol de densité moyenne : $K = 40 \text{ MN/m}^3$ (HENRY THONIER)

Conception et Calcul des structures de bâtiment.

E : module d'Yong du béton $E = (3 \times 10^4 \text{ Mpa})$

I : inertie du radier

B : largeur du radier

Pour notre cas : $L = 5.70 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3.10^4} \left(\frac{2 \times 5.70}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,69 \text{ m}$$

Condition de non cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$h \geq \frac{T_u^{max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

τ_u : Contrainte tangente.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible.

T_{max} : Effort tranchant max.

$$T_{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max})$$

On a ; $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{5,70} = 0,75 \rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc : Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

Calcul q_u

La surface du radier est de : $S = 252,30$ m

Le poids de superstructure : $G = 349\,664,93$ KN

$$q_u = 1,35 \frac{G}{S} + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \frac{349\,664,93}{252,30} + 1,5 \times 5 = 194,59 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{3 \times L_y}$$

$$T_x = 194,59 \frac{4,3 \times 5,70}{3 \times 5,70} = 278,91 \text{ KN}$$

$$T_y = 194,59 \frac{4,30 \times 5,7}{2 \times 5,7 + 4,3} = 303,78 \text{ KN}$$

$$h = \frac{303,78}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^3} = 0,14 \text{ m}$$

Condition de non poinçonnement :

Il faut que :

$$N_u \leq 0,0045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : Épaisseur du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \Rightarrow a_1 = a + h \text{ et } b_1 = b + h$$

$\Rightarrow U_c = 2(a + b + 2h) \rightarrow h \geq 54$ avec Pour satisfaire les quatre conditions précédemment, soit $h = 100$ cm Le radier sera étudié comme un plancher renversé (Radier générale)

7.4.3 Ferrailage du radier :

$$L_x = 4,30 \text{ m} \quad L_y = 5,70 \text{ m}$$

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 1 = 25 \text{ KN/m}^2$$

7.4.3.1 Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul a l'ELU : } q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{77500,68}{252,30} = 307,2 \text{ G}_0$$

$$Q_u = q_u + 1,35G_0 = 307,2 + 33,75 = 340,95 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 4,30 - 0,25 = 4,05 \text{ m}$$

$$L_y = 5,70 - 0,25 = 5,45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,04}{5,45} = 0,74 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,063$$

$$\mu_y = 0,512$$

$$M_{0X} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0,063 \times 340,95 \times 4,05^2 \Rightarrow M_{0X} = 352,32 \text{ KN/m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0,512 \times 352,32 = 180,38 \text{ KN/m}$$

7.4.3.2 Calcul des moments corrigé :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 352,32 = 264,24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 180,38 = 135,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En appui :

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 352,32 = 176,16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

7.4.4 Ferrailage de la dalle radié

Sens x-x :

En travée :

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_d) = (1 \times 1)m^2$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{264,24}{14,2 \times 100 \times 90^2} = 0,023$$

$$\mu_{bc} = 0,023 < \mu_L = 0,392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{264240}{0,988 \times 90 \times 348} = 8,54 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{176160}{14,2 \times 100 \times 90^2} = 0,015$$

$$\mu_{bc} = 0,015 < \mu_L = 0,392 (\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{176160}{0,992 \times 90 \times 348} = 5,66 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

En travée :

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_d) = (1 \times 1)m^2$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{135290}{14,2 \times 100 \times 90^2} = 0,012$$

$$\mu_{bc} = 0,012 < \mu_L = 0.392(\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

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

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

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{135290}{0,994 \times 90 \times 348} = 4.35 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{176160}{14,2 \times 100 \times 90^2} = 0,015$$

$$\mu_{bc} = 0,015 < \mu_L = 0.392(\text{acier } FeE400)$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{176160}{0,992 \times 90 \times 348} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Condition de noragiln ité :f

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho_{0,4}$, la section d'armature est :

En travée :

$$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_d$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times h_d$$

avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour les FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 100$$

$$A_x^{min} = 8 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 10.86 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : Voire tab :7.5

$$A_s < A_{min} \text{ Donc on prend } A_s = A_{min} = 8 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacement selon le B.A.E.L.99

TAB. 7.5: Résultats du Ferrailage du radier à l'E.L.U.

Position	Sens	Acal (cm ²)	A_min (cm ²)	A_choisir (cm ²)	S_t (cm)
En travée	X-X	8,58	8	7HA14=10.78	15
	Y-Y	4,35	8	7HA14=10.78	15
An appuis	X , Y	5,66	10,86	6HA16=12,06	17

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{340,95 \times 4,05}{2} \times \frac{5,45^4}{4,05^4 + 5,45^4} = 529,08 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{340,95 \times 5,45}{2} \times \frac{4,05^4}{4,05^4 + 5,45^4} = 217,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{529,08}{1000 \times 900} = 0,587 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1,16 \text{ Mpa}$$

D'onc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception para-sismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité para-sismique réalisée sans sur-coût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

Règlements :

- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- Charge permanentes et charge d'exploitation.
- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.

Mémoire d'ingénieria :

- Étude d'un bâtiment en R+10 à usage d'habitation, étudié par : Y.Nassim Mohammed et G.Salah eddinne. encadré par : M.Tabet.A.N.; IGCMO 2011.
- Étude d'une tour en béton arme sous-sol+RDC+10étagés,étudié par : AZZOUZ KHEIRA et BELHAMIDECHE KHEIRA. encadré par :M.BESSAI TOUHAMI.

Cours :

- Béton armé de 1^{re} année master.
- Dynamique des structures de 1^{re} année master.
- Résistance des matériaux de 2^{me}, 3^{me} année licence et 1^{re} année master.